

Федеральное государственное автономное  
образовательное учреждение  
высшего образования  
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт  
институт  
Строительные конструкции и управляемые системы  
кафедра

УТВЕРЖДАЮ  
Заведующий кафедрой  
С.В. Деордиев  
подпись инициалы, фамилия  
« 27 » 09 2017 г.

**БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА**

в виде работы  
проекта, работы

08.03.01 «Строительство»

Исследование совместного деформирования  
тема  
сборной и монолитной бетонов в  
сборно-монолитной конструкции

Руководитель

Исмет  
подпись, дата

доц. к.т.н.  
должность, ученая степень

В.А. Кадомин  
инициалы, фамилия

Выпускник

И.А.  
подпись, дата

И.А. Цой  
инициалы, фамилия

Красноярск 2017

## РЕФЕРАТ

Выпускная квалификационная работа по теме «Исследование совместных деформаций сборного и монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях» содержит 69 страниц текстового документа, 1 приложение, 16 использованных источников, 4 листа графического материала.

### **Актуальность темы выпускной квалификационной работы**

Одним из наиболее важных и сложных вопросов является оценка сопротивления контактных швов действию сдвигающих сил, при наличии арматуры и шпонок пересекающей контактный шов. При сдвиге контактные швы ведут себя по-разному, и их работа зависит от множества факторов.

От правильной оценки сдвиговой прочности контактного шва зависят деформации сборного тяжёлого и монолитного лёгкого бетонов в сборно-монолитных конструкциях, а так же их несущая способность в целом.

В настоящий момент выполнено небольшое количество экспериментально-теоретических исследований. Не выработано в достаточной степени надёжных, физически обоснованных и единообразных методов расчёта при действии сдвигающих сил.

**Цель выпускной квалификационной работы** - исследование совместного деформирования сборного тяжёлого и монолитного лёгкого бетонов в сборно-монолитных конструкциях, включающее оценку прочности шва сопряжения бетонов и определение несущей способности при воздействии сдвигающих сил.

### **Задачи выпускной квалификационной работы:**

- Обзор существующих конструктивных решений;
- Экспериментальные исследования совместного деформирования сборного и монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях;
- Расчёт контактных швов согласно методикам расчёта;
- Сравнительный анализ экспериментальных значений с результатами, полученными в ходе расчёта.

**Практическая значимость результатов** заключается в том, что представленные экспериментальные данные могут быть использованы при проектировании различных сборно-монолитных зданий и сооружений, а также при усилении железобетонных конструкций. Кроме того, полученные результаты, возможно, использовать при уточнении методик расчёта составных железобетонных конструкций

## СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	6
1 Обзор существующих конструктивных решений .....	7
1.1 Обзор существующих конструктивных решений сборно-монолитных и монолитных каркасов.....	7
1.1.1 Связевой каркас межвидового применения 1.020-1/87.....	7
1.1.2 Каркас с безбалочными безкапительными перекрытиями «Куб 3.0».....	8
1.1.3 Технологии СМК от ЗАО "Рекон" (Чебоксарская серия).....	9
1.1.4 Монолитный безригельный каркас с шагом колонн 6 метров.....	9
1.1.5 Универсальная архитектурно-строительная система серии Б-1.020.7 (Белорусская).....	10
1.2 Усиление железобетонных конструкций.....	11
1.3 Конструктивные решения швов между старым и вновь уложенным бетоном.....	13
1.4 Методики расчёта контактного шва.....	14
2 Экспериментальные исследования совместного деформирования сборного и монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях....	21
2.1 Методика исследования.....	21
2.2 Экспериментальные исследования совместной деформации сборного тяжёлого и монолитного лёгкого бетона.....	27
2.2.1 Экспериментальное исследование серии Р-1.....	27
2.2.2 Экспериментальное исследование серии Р-2.....	30
2.2.3 Экспериментальное исследование серии Р-3.....	33
2.2.4 Экспериментальное исследование серии Р-4.....	36
2.2.5 Экспериментальное исследование серии Р-5 и Р-6.....	38
2.3 Выводы от полученных результатов в ходе эксперимента.....	39
3 Сопоставительный анализ экспериментальных данных с нормативным расчётом.....	40
3.1 Расчёт контактных швов.....	40
3.1.1 Расчёт контактных швов образцов серии Р-1.....	40
3.1.2 Расчёт контактных швов образцов серии Р-2.....	41
3.1.3 Расчёт контактных швов образцов серии Р-3.....	44
3.1.4 Расчёт контактных швов образцов серии Р-4.....	46
3.2 Сравнение экспериментальных данных с расчётом .....	49
Заключение.....	50
Список использованных источников.....	51
Приложение А Показания индикаторов часового типа.....	52

					БР-08.03.01.00.01 ПЗ							
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подпись	Дата							
Разработал	Цхай Т.А.					Исследование совместного деформирования сборного и монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях			Стадия	Лист	Листов	
Руководитель	Коянкин А.А.									5	68	
									СКУС			
Н. Контр.	Коянкин А.А.											
Зав.кафедрой	Деордиев С.В.											

## **Введение**

Монолитные бетонные и железобетонные конструкции, как правило, не могут быть возведены без перерывов бетонирования. В сборном железобетоне элементы конструкции, изготовленные заранее, чаще всего соединяются друг с другом заливкой бетона в стыках. Таким образом, в обоих случаях приходится иметь дело с прибетонировкой свежего бетона к уже отвердевшему.

Хорошее сцепление старого бетона с новым необходимо для правильной работы сооружений; в некоторых случаях оно играет даже решающую роль в работе конструкции.

В рабочих швах монолитного железобетона и в стыках сборных конструкций, выполняемых с перепуском арматуры, несовершенное сцепление нового бетона со старым ведёт к образованию преждевременных трещин, к более или менее значительным местным деформациям, снижает водопроницаемость конструкции и облегчает разрушения, вызываемые действием мороза и коррозией бетона. В бетонных конструкциях и в стыках сборного железобетона недостаточное сцепление в шве может помимо перечисленных дефектов привести к полному нарушению связи между частями конструкции.

Так, например, в сборном железобетоне сцепление заливки с поверхностью элементов обуславливается прочностью стыков колонн с башмаками стаканного типа, а так же прочностью элемента стыков балки, создаваемого путём прибетонирования боковых накладок; заливкой зазоров между элементами должна быть обеспечена работа сборного настила как горизонтальной диафрагмы здания. Таких примеров можно было бы привести множество. Опыты, проведённые в лаборатории испытаний материалов и строительных конструкций «Сибирского Федерального Университета» над различными стыками показали, что силы сцепления нового бетона со старым могут быть довольно значительными.



# **1. ОБЗОР СУЩЕСТВУЮЩИХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ**

## **1.1 Обзор существующих конструктивных решений сборно-монолитных и монолитных каркасов**

Постройка жилья для конкретного потребителя повлекла за собой многочисленные ужесточения архитектурных требований, а, следовательно, и изменения подходов к проектированию и конструированию жилых зданий.

На сегодняшний день на территории России взамен стандартного типового строительства просматривается переход к персональным архитектурным решениям жилых домов.

В таких зданиях возникла необходимость предоставлять просторные и трансформируемые по желанию планировочные решения исключающие монотонность и однообразность. В совокупности с этим, нынешний комфорт, присущий современным зданиям и удобство проживания, должны сочетаться с минимальными расходами на их строительство и дальнейшую эксплуатацию. Необходимость унификации строительства порождает потребность сберечь одинаковый подход к конструированию различных строений. Сборно-монолитное домостроение появилось несколько позже, чем сборное и монолитное строительство.

В настоящее время в практике отечественного домостроения наиболее проработаны 5 типов конструктивных схем каркасных зданий:

- Связевый каркас межвидового применения 1.020-1/87;
- Каркас с безбалочными безкапительными перекрытиями «Куб-3.0»;
- Сборно-монолитный каркас межвидового применения с применением плиты несъёмной опалубки (Технологии СМК от ЗАО "Рекон");
- Монолитный безригельный каркас с шагом колонн 6 метров;
- Универсальная архитектурно-строительная система серии Б-1.020.7 (Белорусская).

При единой внешней схожести готовых каркасов, возведённых по этим конструктивным схемам, они различаются технологией изготовления несущих элементов, их монтажа и экономическими параметрами.

Кратко рассмотрим ключевые различия данных систем.

### **1.1.1 Связевой каркас межвидового применения 1.020-1/87**

Высокая степень промышленного изготовления конструктивных элементов каркаса даёт возможность достигнуть значительной быстроты его монтажа. Но фиксированная сетка колонн ограничивает планировочные решения в процессе проектирования. Из-за шарнирного соединения колонн с ригелями конструктивная схема не имеет необходимой пространственной гибкостью. При монтаже каркаса присутствуют сварочные работы, в том

числе «ванная» сварка, которая требует привлечения дополнительных высококвалифицированных рабочих.

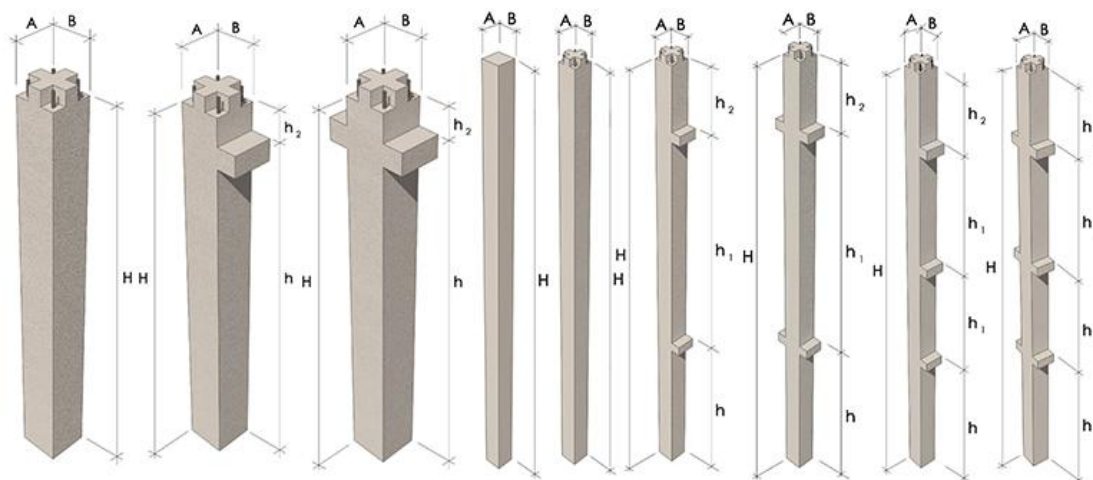


Рисунок 1.1- Колонны серии 1.020-1/87

### 1.1.2 Каркас с безбалочными безкапитальными перекрытиями «Куб-3.0»

Конструктивная схема сформирована на поточно агрегатной технологии изготовления тяжёлых крупногабаритных железобетонных конструкций. Каркас также подразумевает фиксированную сетку колонн. Помимо этого, небольшая высота несущих конструкций приводит к перерасходу арматуры, уменьшению жёсткости сооружения, повышению объёмов сварочных работ.



Рисунок 1.2- Каркас с безбалочными безкапитальными перекрытиями «Куб-3.0»

### **1.1.3 Технологии СМК от ЗАО "Рекон" (Чебоксарская серия)**

Полное производство абсолютно всех несущих элементов каркаса: колонн, плит и ригелей обеспечивает их высокое качество и надёжность каркаса здания. Применение предварительно напряжённых элементов каркаса позволяет увеличить пролёты и существенно сократить расход металла. Шаг колонн может быть любой вплоть до 12 метров, что, в совокупности с почти безграничной высотой этажей, даёт возможность значительно разнообразить архитектурно-планировочные решения. Безсварные монтажные узлы соединения основных элементов: колонна-ригель-плита, а также «штепсельные стыки» колонн, увеличивают жёсткость каркаса, позволяя достичь высоких показателей сейсмостойкости здания до 10 баллов. Лёгкость монтажа при абсолютном отсутствии сварочных работ даёт возможность добиваться высокой скорости и качества строительства.



Рисунок 1.3- Каркас строящегося здания по Чебоксарской серии

### **1.1.4 Монолитный безригельный каркас с шагом колонн 6 метров**

Строительство полностью монолитного каркаса в условиях строительной площадки требует высокой ответственности работников и интенсивного контроля, особенно при низких температурах, большое количество квалифицированных рабочих и специалистов по ведению монтажных работ. В огромном объёме присутствуют сварочные работы.





Рисунок 1.4- Монолитный безригельный каркас

#### ***1.1.5 Универсальная архитектурно-строительная система серии Б-1.020.7 (Белорусская)***

При высокой технологичности производства сборных конструкций достигается большая скорость монтажа каркаса. Эта серия ограничивает планировочные решения из-за фиксированной сетки колонн. Каркас не имеет необходимой пространственной жёсткости. Наличие «ванной» сварки стержней колонн увеличивает трудоёмкость работ.



Рисунок 1.5- Общий вид монолитной диафрагмы жёсткости



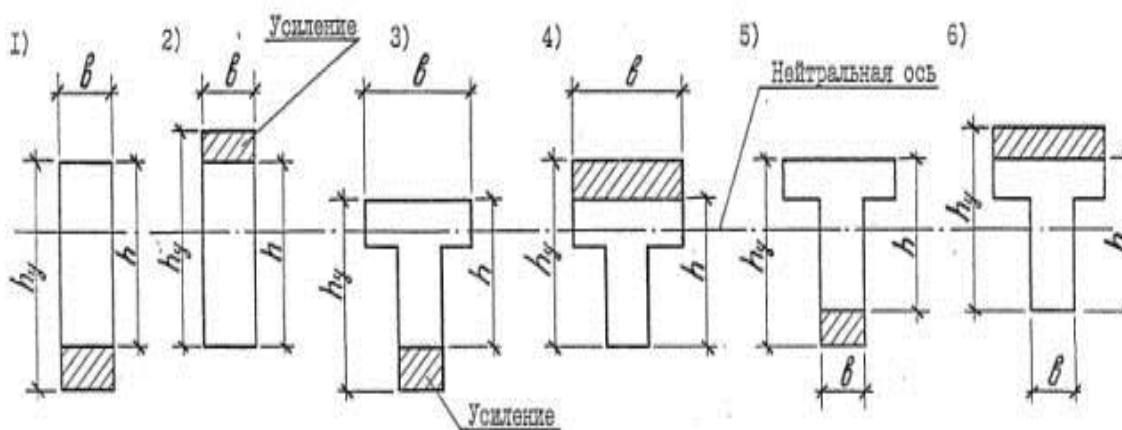
## 1.2 Усиление железобетонных конструкций

При длительной эксплуатации зданий и сооружений под действием различных факторов в железобетонных конструкциях возникают дефекты, которые уменьшают несущую способность, вследствие чего приходится прибегать к восстановлению и усилению элементов, чтобы усиленные конструкции обеспечивали безопасную работу в процессе дальнейшего срока службы [1,2,3].

Усиление конструкций как правило требует значительно меньше затрат, чем полная их замена, но требует выполнения сложных строительных процессов. В большинстве случаев усиление происходит без остановки производства, эксплуатации цеха. Наиболее часто усилению подвергаются ригели, балки и плиты перекрытия.

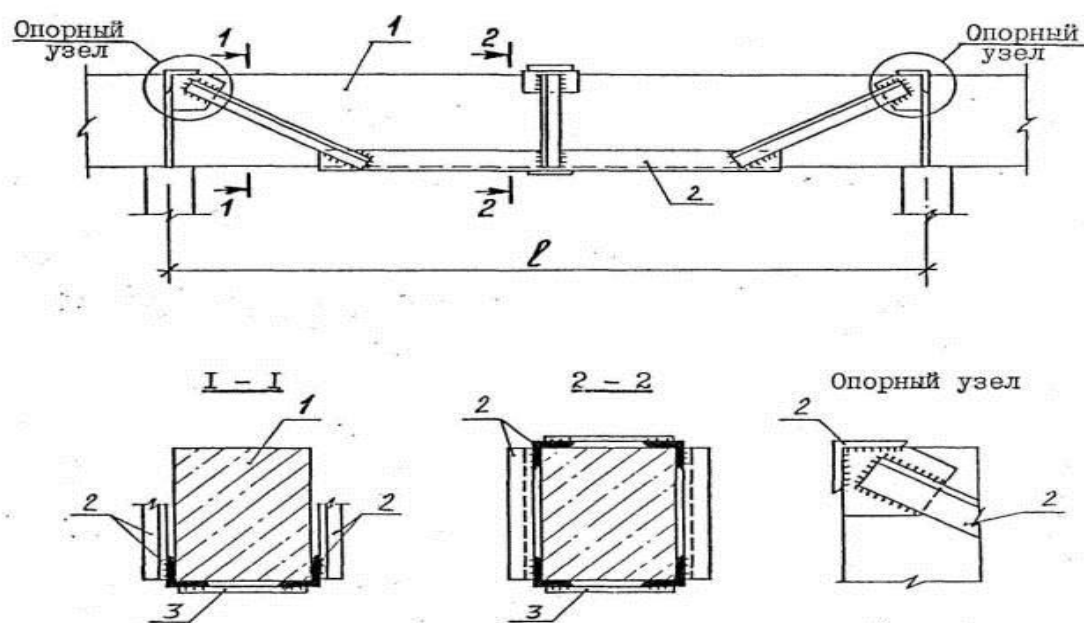
К основным способам усиления железобетонных балок, ригелей и плит перекрытия можно отнести [4,5]:

- метод наращивания сечений представлен на рисунке 1.6;
- установка металлических шпренгельных элементов представлена на рисунке 1.7;
- применение стальных подкосов представлено на рисунке 1.8.



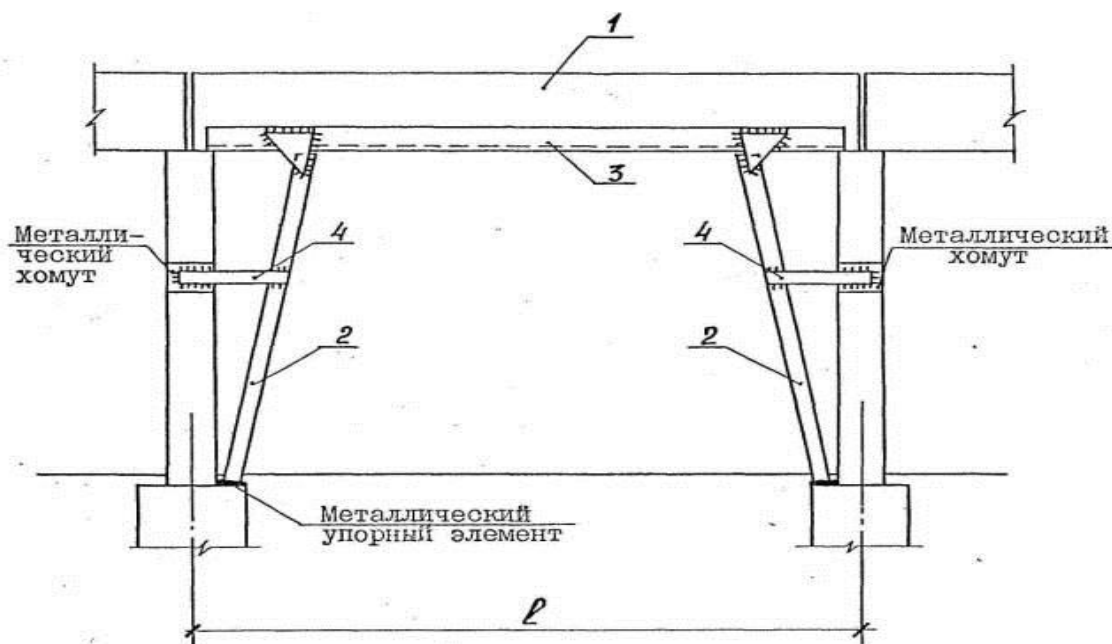
1- прямоугольное сечение с усилением в растянутой зоне; 2-то же, с усилением в сжатой зоне; 3-тавровое сечение с нейтральной осью в полке с усилением в растянутой зоне; 4- то же с усилением в сжатой зоне; 5- тавровое сечение с нейтральной осью в ребре с усилением в растянутой зоне; 6- то же с усилением в сжатой зоне.

Рисунок 1.6- Способы усиления железобетонных изгибаемых элементов (балки, ригели, плиты) методом наращивания сечения



1 - усиливаемый элемент; 2 - стальные уголки; 3 - металлические планки (пластинки)

Рисунок 1.7- Усиление железобетонной балки стальным шпренгелем



1 - усиливаемый элемент; 2 - стальные подкосы; 3 - стальные уголки; 4 - распорная планка

Рисунок 1.8- Усиление железобетонных балок стальными подкосами

Самым распространённым способом из применяемых для усиления, является метод наращивания сечения. Он не требует установки сложных и

дорогостоящих систем из тяжёлых и шпренгелей, а также является наименее трудоёмким.

В нашей стране усилением железобетонных конструкций начали заниматься с 1919 года, когда В.А. Струве успешно применил устройство обойм при восстановлении ригелей рам паровозного депо [6]. В период с 1933 по 1940 годы несколькими авторами использовалось усиление железобетонных конструкций методом увеличения сечений, в частности можно отметить работы А.А. Гвоздева, А.П. Васильева, С.А. Дмитриева [7].

В данный период накоплен большой опыт усиления железобетонных конструкций, разработано множество различных способов и конструктивных приемов усиления [8].

### **1.3 Конструктивные решения швов между старым и вновь уложенным бетоном**

Конструкции из бетонов разных свойств часто называемые комбинированными, обычно состоят из элементов заводского изготовления предварительно напряженных или ненапряженных, объединяемых на месте монолитным бетоном. Элементы могут иметь бетоны разных свойств, объединенных в одну конструкцию. Основной особенностью комбинированных конструкций состоящих из двух бетонов разных свойств, является наличие шва сопряжения между этими бетонами. Совместная работа комбинированного сечения требует надёжной связи между обоими бетонами, которая может быть обеспечена сцеплением между этими бетонами или специальными связующими устройствами. Существует несколько основных конструктивных решений швов между старым и вновь уложенным бетоном:

- при помощи шпонок, передающих сдвигающее усилие от монолитного бетона сборному;
- при помощи армирования;
- за счёт непосредственного контакта поверхностей между сборным и монолитным железобетоном.

В зависимости от типа конструкции, характера нагрузки и расположения контактного шва в конструкции, в нём могут действовать сдвигающие, сжимающие и растягивающие силы, по отдельности или в их комбинациях.

Одним из наиболее важных вопросов является обеспечение швом совместной деформации сборного и монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях при действии сдвигающей силы.

Сопротивление сдвигу по контакту бетонных поверхностей зависят от шероховатости поверхности, прочности бетона и других факторов.

По характеру контактной поверхности швы сопряжения условно разделяют на гладкие и шероховатые.

Повышение сопротивления контактного шва сдвигающим усилиям может быть осуществлено при помощи арматурных стержней. При этом они должны иметь достаточную анкеровку в бетоне, примыкающем к контактному шву.

Сопротивление сдвигу арматурных стержней, расположенных нормально к поверхности шва, определяется работой стержней на изгиб в теле бетона, и зависит от диаметра стержней, прочности, деформативности стали и бетона, а также от их расположения.

Для повышения сопротивления шва сдвигающим силам могут устраиваться шпонки. Сопротивление сдвигу шпоночного соединения контактного шва определяется сопротивлением шпонок на срез и смятие и зависит от количества и размеров шпонок, их формы и прочности бетона.

При усилении контактных швов арматурой или шпонками сопротивление швов сдвигающим силам определяется не только сопротивлением самих шпонок или арматуры, но и сопротивлением бетона, который примыкает к шву.

Исходя из выше изложенного, можно сделать вывод, что оценка деформаций и сопротивление швов при действии сдвигающих сил представляет собой сложную задачу, которая может быть решена как теоретическими, так и экспериментальными способами.

На сегодняшний день имеются небольшое количество исследований, как экспериментальных, так и теоретических в области сопротивления швов сдвигу. Среди них можно выделить отечественных учёных А.А. Гвоздева, Ю.К. Люненко, Ю.А. Климова, С.К. Василевской, О.Д. Рубина, С.А. Сонины и др.

#### **1.4 Методики расчёта контактного шва**

Указания по расчёту швов на сдвиг и содержится в целом ряде нормативных и рекомендательных документов. К ним относятся отечественные нормы и пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, мостов, сборно-монолитных зданий и сооружений, сооружений АЭС и др. Указания по расчёту швов на сдвиг содержатся также в международных нормативных документах таких как Еврокод 2.



Методы расчёта контактных швов сдвигу базируются либо на прямом использовании экспериментальных данных, либо на построении различных расчётных моделей, либо на комбинированном использовании этих двух методов.

Согласно [9,10] сопротивление неармированного контактного шва сдвигу определяется, как правило на основе сопротивления бетона, образующего контактный шов, растяжению.

$$R_{b,sh} = \gamma_{b,sh} \cdot R_{bt} \quad (1.1)$$

где  $\gamma_{b,sh}$ -коэффициент характеризующий состояние поверхности контактного шва и определяется в зависимости от уровня его шероховатости;

$R_{bt}$  - расчётное сопротивление бетона осевому растяжению.

В различных источниках предлагаются различные значения коэффициента  $\gamma_{b,sh}$  от 0,4 до 0,9. В основном, согласно [10] этот коэффициент принимается равным 0,6 для гладкой поверхности шва и 0,8 для шероховатой.

Существуют предложения определять сопротивление контактного шва сдвигу на основе сопротивления монолитного бетона сдвигу.

$$R_{b,sh} = \gamma_{b,sh,m} \cdot R_{b,sh,m} \quad (1.2)$$

где  $\gamma_{b,sh,m}$ - коэффициент учитывающий снижение сопротивление шва сдвигу по сравнению с сопротивлением сдвигу монолитного бетона в зависимости от шероховатости поверхности;

$R_{b,sh,m}$ - сопротивление монолитного бетона сдвигу.

Сопротивление монолитного бетона сдвигу в разных источниках представлено в виде

$$R_{b,sh,m} = 0,25 R_b \quad (1.3)$$

где  $R_{bt}$ - то же, что и в формуле (1.1);

$R_b$  – расчётное сопротивление бетона осевому сжатию.

Коэффициент  $\gamma_{b,sh,m}$  принимается равным от 0,45 до 0,6 в зависимости от состояния контактной поверхности.

Предельная сдвигающая сила согласно [10] может определяться как:

$$Q_{b,sh}=R_{b,sh} \cdot A_{b,sh} \quad (1.4)$$

где  $A_{b,sh}$  – площадь контактного шва;  
 $R_{b,sh}$  – то же, что и в формуле (1.2).

Оценка сопротивления сдвигу армированного контактного шва определяется из расчёта арматурного стержня находящегося в бетоне с учётом совместных деформаций как бетона так и арматурного стержня [11].

Согласно [11] предельная сдвигающая сила, которая соответствует потере несущей способности бетона до того как наступила текучесть в арматуре определяется зависимостью

$$Q_{s,sh}=12R_b \cdot A_{s,sh} \cdot (E_s/E_b)^{0,25} \quad (1.5)$$

где  $R_b$  – то же, что и в формуле (1.3);  
 $A_{s,sh}$  – площадь поперечного сечения арматуры;  
 $E_s$  – модуль упругости арматуры;  
 $E_b$  – модуль упругости бетона.

Предельная сдвигающая сила, которая соответствует исчерпанию несущей способности арматурного стержня до того как наступило предельное состояние в бетоне определяется как

$$Q_{s,sh}=0,5 \cdot R_s \cdot A_{s,sh} \cdot [(E_s/E_b)/(1+0.01 E_s/R_s)]^{-0,25} \quad (1.6)$$

где  $R_s$  – расчётное сопротивление арматуры растяжению;  
 $A_{s,sh}$  – то же, что и в формуле (1.5);  
 $E_s$  – то же, что и в формуле (1.5);  
 $E_b$  – то же, что и в формуле (1.5).

Величина предельной сдвигающей силе, соответствующая одновременному достижению предельного состояния как арматурного стержня так и бетона определяется как

$$Q_{s,sh}=6R_b \cdot A_{s,sh} \cdot [(E_s/E_b)/(1+0.01 E_s/R_s)]^{-0,25} \quad (1.7)$$

где  $R_s$  – то же, что и в формуле (1.6);  
 $R_b$  – то же что и в формуле (1.3);

$A_{s,sh}$  – то же, что и в формуле (1.5);

$E_s$  – то же, что и в формуле (1.5);

$E_b$  – то же, что и в формуле (1.5)

Еще одним направлением по теоретической оценке сопротивления сдвигу арматурного стержня, который находится в бетоне, является расчёт исходя из рассмотрения предельных состояний арматурного стержня, а также предельного состояния бетона наступающих одновременно [12,13].

Предельное состояние стержня вычисляется исходя из условий его упруго-пластической работы при изгибе, а предельное состояние бетона исходя из прочности бетона при местном сжатии.

Согласно [14] расчёт прочности контактных швов на сдвигающие усилия рекомендуется производить из условия

$$Q_{sh} \leq Q_{sh,u} \quad (1.8)$$

где  $Q_{sh}$  – сдвигающее усилие в шве от внешней нагрузки;

$Q_{sh,u}$  – предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом.

Усилие  $Q_{sh}$  определяется в соответствии с [14, Приложение И]. Так же может быть определено экспериментальным путём.

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом, определяется по формуле

$$Q_{sh,u} = R_{sh} \cdot b_{sh} \cdot l_{sh} \quad (1.9)$$

где  $R_{sh}$  – среднее по длине участка сдвига расчётное сопротивление сдвигу контактного шва;

$b_{sh}$  – расчётная ширина поверхности сдвига;

$l_{sh}$  – расчётная длина поверхности сдвига.

В общем случае среднее суммарное расчётное сопротивление сдвигу контактного шва принимается равным

$$R_{sh} = R_{sh,b} + R_{sh,s} + R_{sh,n} \quad (1.10)$$

где  $R_{sh,b}$  – сопротивление шва сдвигу за счёт сцепления, механического зацепления и обжатия бетона;

$R_{sh,s}$  – сопротивление шва сдвигу за счёт работы на срез поперечной арматуры, пересекающей шов;

$R_{sh,n}$  – сопротивление шва сдвигу за счёт работы поперечных шпонок.

При расчёте прочности контактного шва с учётом совместной работы шпонок и поперечной арматуры расчётное сопротивление контактного шва сдвигу принимаем равным

$$R_{sh} = \gamma_{n1} \cdot R_{sh,n} + \gamma_{n2} \cdot R_{sh,s} \quad (1.11)$$

где  $R_{sh,n}$  – то же, что и в формуле (1.10);

$R_{sh,s}$  – то же, что и в формуле (1.10);

$\gamma_{n1}$  и  $\gamma_{n2}$  – коэффициенты равные:

если  $R_{sh,n} \geq R_{sh,s}$ ,  $\gamma_{n1}=1$ ;  $\gamma_{n2}=0,5$ ;

если  $R_{sh,n} \leq R_{sh,s}$ ,  $\gamma_{n1}=0,5$ ;  $\gamma_{n2}=1$ .

Сопротивление шва сдвигу  $R_{sh,b}$  за счёт сцепления, механического воздействия и обжатия бетона определяется по формуле

$$R_{sh,b} = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \left(1 + \gamma_{b4} \cdot \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt}}\right) \quad (1.12)$$

где  $R_{bt}$  – то же, что и в формуле (1.1)

$\gamma_{b1}$  – коэффициент, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки равный 0,75;

$\gamma_{b2}$  – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки равный 0,75;

$\gamma_{b3}$  – коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва на сцепление бетона, принимаемый по таблице приложения

$\gamma_{b4}$  – коэффициент, учитывающий состояние поверхности контактного шва при его обжатии, принимаемы по таблице

$\sigma_{bm}$  – среднее значение напряжения обжатия контактного шва.

Среднее значение напряжения обжатия контактного шва определяется по формуле

$$\sigma_{bm} = \frac{Q_2}{b_{sh} \cdot l_{sh}} \quad (1.13)$$



где  $Q_2$  - опорная реакция;  
 $b_{sh}$  - ширина горизонтального участка поверхности контакта;  
 $l_{sh}$  - длина поверхности контакта.

При расчёте прочности контактных швов у промежуточных опор неразрезных балок или плит значение  $\sigma_{bm}$  принимается равным нулю.

Сопротивление шва сдвигу  $R_{sh,s}$  за счёт работы поперечной арматуры принимается не более  $0,7 \cdot \mu_{sw} \cdot R_s$  и определяется по формуле

$$R_{sh,s} = 0,65 \sqrt[3]{R_b^2 \cdot E_s \cdot \mu_{sw}} \quad (1.14)$$

где  $R_b$  – то же, что и в формуле (1.3);  
 $E_s$  – модуль упругости поперечной арматуры;  
 $\mu_{sw}$  – коэффициент армирования контактного шва поперечной арматуры.

Коэффициент армирования контактного шва поперечной арматуры находится по формуле

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_{sh} \cdot s} \quad (1.15)$$

где  $A_{sw}$  – площадь арматуры;  
 $b_{sh}$  – то же, что и в формуле (1.9);  
 $S$  – расстояние между поперечными стержнями.

Сопротивление шва сдвигу за счёт работы поперечных бетонных шпонок, горизонтальных или вертикальных, определяется по формулам

$$R_{sh,n} = \frac{2R_{btj} \cdot b_n \cdot l_n \cdot n}{b_{sn} \cdot l_{sh}}; \quad (1.16)$$

$$R_{sh,n} = \frac{R_{bj} \cdot b_n \cdot h_n \cdot n}{b_{sn} \cdot l_{sh}} \quad (1.17)$$

где  $R_{btj}$  – расчётное сопротивление растяжению;  
 $R_{bj}$  – расчётное сопротивление сжатию;  
 $b_n$  – ширина шпонки;

$l_n$  – длина шпонки;  
 $n$  – число шпонок, вводимое в расчёт;  
 $b_{sh}$  – то же, что и в формуле (1.9);  
 $l_{sh}$  – то же, что и в формуле (1.9)

## **Вывод**

Проанализировав существующие теоретические исследования, можно сделать вывод, что имеется множество предложений по расчёту сопротивления швов сдвигу отличающихся своими подходами и дающие различный конечный результат.



## **2. Экспериментальные исследования совместного деформирования сборного и монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях.**

### **2.1 Методика исследования**

Для исследования на заводе ООО УСК «Сибиряк» были изготовлены шесть серий сборных опытных образцов из тяжёлого бетона, которые впоследствии были добетонированы монолитным керамзитобетоном в лабораторных условиях. Каждая серия включала по пять образцов:

- Р-1 – образцы без арматуры (рисунок 2.6);
- Р-2 – образцы с двумя шпонками (рисунок 2.6);
- Р-3 – образцы с тремя шпонками (рисунок 2.4);
- Р-4 – образцы с двумя рядами арматурных стержней (рисунок 2.3);
- Р-5 – образцы с тремя рядами арматурных стержней (рисунок 2.2);
- Р-6 – образцы с пятью рядами арматурных стержней (рисунок 2.1)

Проектные размеры образцов серии были приняты следующие:

- Р-1 – общая длина 300мм, высота 70мм, бетона класса В25;
- Р-2 – общая длина 300мм, высота 70мм, бетона класса В25, расстояние от края элемента до оси шпонки 75мм, ширина шпонки 30мм, глубина 10мм;
- Р-3 - общая длина 300мм, высота 70мм, бетона класса В25, расстояние от края элемента до оси шпонки 50мм, шаг между шпонками 100мм, ширина шпонки 30мм, глубина 10мм;
- Р-4 – общая длина 300мм, высота 70мм, бетона класса В25, расстояние от края элемента до оси стержня арматуры 75мм, длина стержня 120мм;
- Р-5 – общая длина 300мм, высота 70мм, бетона класса В25, расстояние от края элемента до оси стержня арматуры 50мм, шаг между стержнями 100мм, длина стержня 120мм;
- Р-6 – общая длина 300мм, высота 70мм, бетона класса В25, расстояние от края элемента до оси стержня арматуры 50мм, шаг между стержнями 50мм, длина стержня 120мм;

Для армирования применялась арматура периодического профиля класса А240 диаметром 6мм.



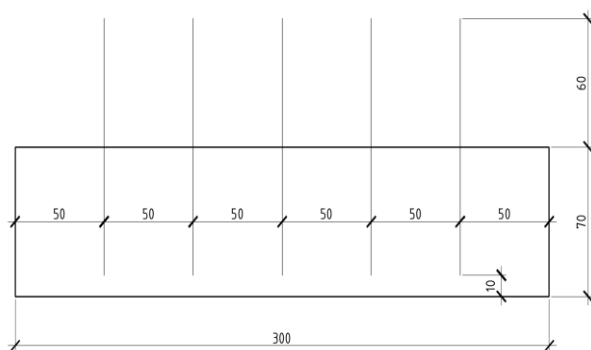


Рисунок 2.1 –Серия Р-6

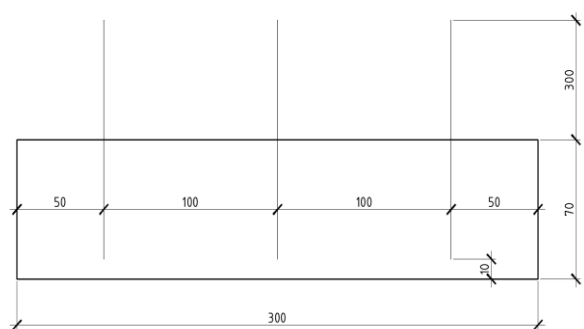


Рисунок 2.2 –Серия Р-5

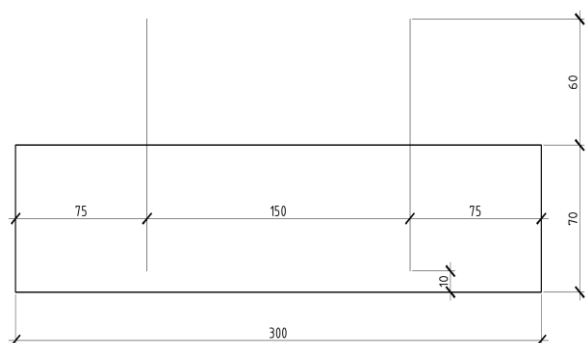


Рисунок 2.3 – Серия Р-4

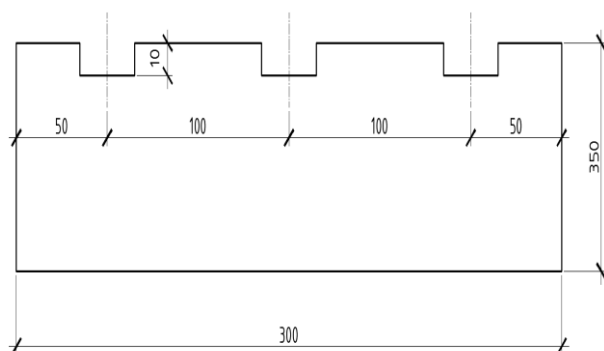


Рисунок 2.4- Образец Р-3

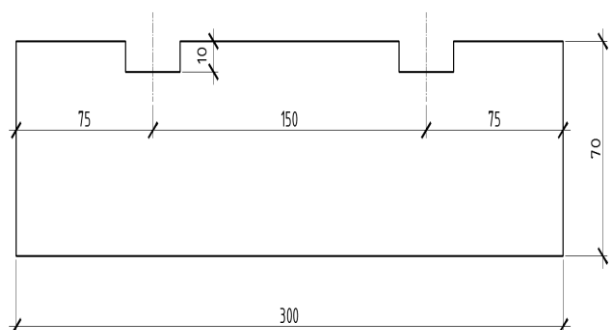


Рисунок 2.5 – Образец Р-2

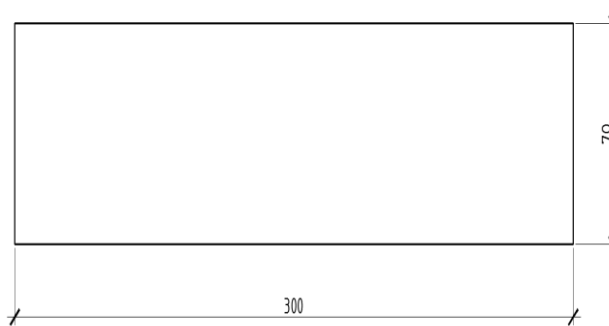


Рисунок 2.6- Образец Р-1

Добетонирование опытных образцов осуществлялось легким бетоном (керамзитобетон) класса В15 в деревянной гладкой опалубке в 3 приема. Перед тем как укладывался монолитный бетон, были проведены работы по очистке поверхности контакта между бетонами, а также обезжиривание.

В первый прием монолитным бетоном были залиты образцы серии Р-1 и Р-4. Во второй приём образцы серии Р-5,Р-6. В третий приём Р-2,Р-3.

После добетонирования образцы были провибрированы на виброплите. Состав керамзитобетона был подобран согласно [15,16]. Набор прочности бетона происходил в течение 28 суток первые 7 суток во влажной среде, оставшиеся дни при естественной влажности помещения. Изменились геометрические размеры образцов: 300мм длина, 140мм высота. Образцы после распалубки показаны на рисунке 2.7.



Рисунок 2.7- Образцы после распалубки

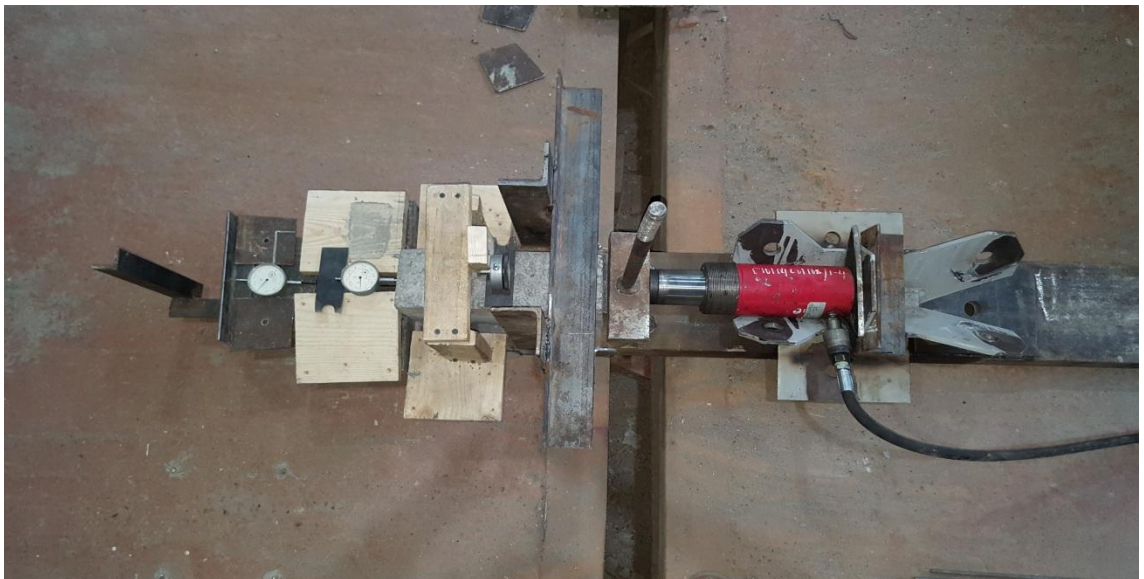
Испытания железобетонных и бетонных образцов проходили на специальном стенде, собранном в лаборатории испытаний материалов и строительных конструкций «Сибирского Федерального Университета», рассчитанной на усилие 15 т. Основная несущая часть стенда выполнена из швеллера №18 по ГОСТ 8240-97, который был закреплён в «ручей» для предотвращения изгиба. Нагрузка прикладывалась горизонтально к монолитной части. Для этой цели был установлен домкрат «Энерперд» усилием 15 т, ручная масляная насосная станция «Энерпред», шланги высокого давления до (700 атм), а также манометр на (600 атм). Чтобы установить домкрат, к швеллеру был приварен специальный упор. Для предотвращения больших вертикальных перемещений и жёсткого закрепления бетонных образцов, была изготовлена и приварена рама, состоящая из уголков №5 по ГОСТ 8509-93. Жёсткое закрепление необходимо, чтобы максимально исключить угол поворота образца при загрузке. Установка для проведения испытания показана на рисунке 2.8.



а)



б)



а- вид сбоку; б- вид сверху

Рисунок 2.8- Установка для проведения испытаний

Для контроля за деформациями образцов и измерения горизонтальных взаимных смещений в зоне монолитного и сборного бетонов на стенде были установлены индикаторы часового типа ИЧ-10. Два индикатора ИЧ-10 устанавливались в горизонтальном положении, один в вертикальном.

После установки образцов на стенд и их закрепления создавалось требуемое усилие сдвига, путём последовательного увеличения приложения нагрузки на образцы. Нагрузка прикладывалась ступенями, после каждого загрузки снимались отсчёты по показаниям индикаторов. Показания индикаторов часового типа представлены в приложении А.

Схема оснащения измерительными приборами представлена на рисунке 2.9.

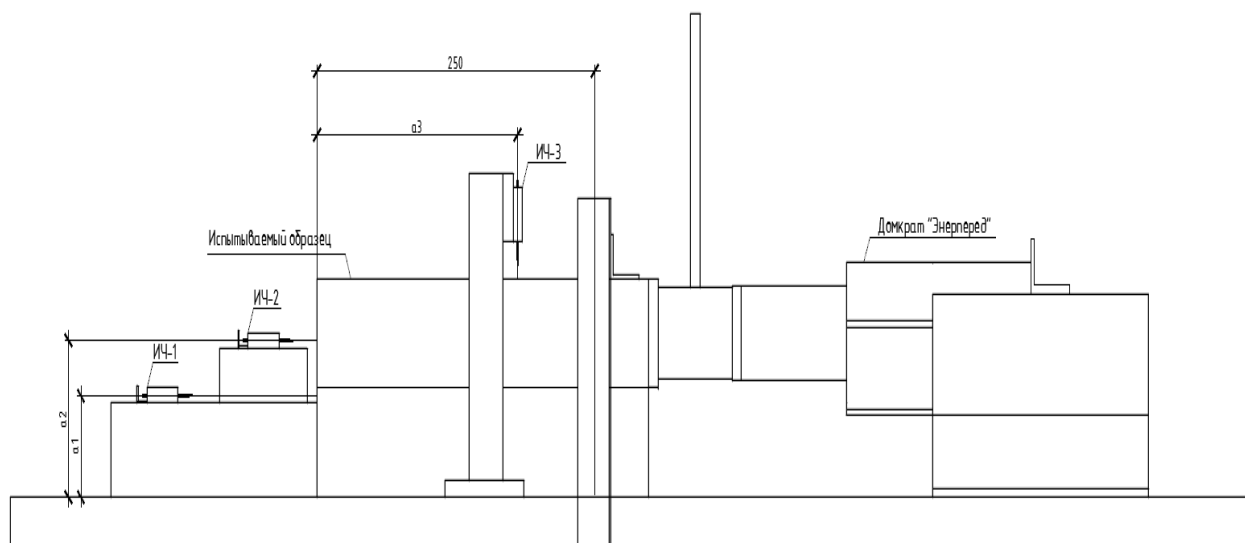


Рисунок 2.9 – Схема оснащения измерительными приборами

Прочность бетона монолитной части определялась исходя из расчётов на подбор состава лёгкого бетона на пористых заполнителях, а также прибором, предназначенным для оперативного неразрушающего контроля прочности методом ударного импульса по ГОСТ 22690 ИПС – МГ 4.01. Результаты измерения прочности и средней плотности представлены в таблице 2.1.

Таблица 2.1- Результаты измерения прочности и средней плотности.

Серия образца	Измерение №1, МПа	Измерение №2, МПа	Измерение №3, МПа	Среднее значение, МПа	Нормативная прочность бетона, МПа	Средняя плотность, кг/м <sup>3</sup>
P1-1	20,7	19,1	20,9	12,45	B20	1486
P1-2	21	10,6	16,9	9,94	B15	1428
P1-3	11	15,3	16,5	8,78	B15	1480
P1-4	16,5	26,2	10,1	10,83	B15	1480
P1-5	26,5	26,6	26,5	16,32	B25	1520
P2-1	23,2	26,1	16,4	13,47	B20	1500
P2-2	20	17,1	22,6	12,24	B15	1482
P2-3	16,5	30,4	25	14,75	B25	1550
P2-4	23,6	26,1	16,4	13,56	B20	1492
P2-5	21,1	18,2	28,5	15,96	B25	1524
P3-1	26,3	18,9	18,6	13,08	B20	1492
P3-2	20,3	32,6	32	16,41	B25	1540
P3-3	13,3	38,4	33,4	16,45	B25	1532

## Продолжение таблицы 2.1

Серия образца	Измерение №1, МПа	Измерение №2, МПа	Измерение №3, МПа	Среднее значение, МПа	Нормативная прочность бетона, МПа	Средняя плотность, кг/м <sup>3</sup>
P3-4	29,1	26,9	29,4	16,51	B25	1542
P3-5	26,3	18,9	18,6	13,08	B20	1492
P4-1	20,2	15	19,7	11,26	B15	1470
P4-2	22,5	23,8	15	12,57	B20	1502
P4-3	12,2	17	12	12,32	B20	1500
P4-4	15,4	18,8	28,9	12,94	B20	1496
P4-5	22,2	29,5	15,6	13,81	B20	1508

Из таблицы 2.1 видно, что образцы имеют несколько разную прочность и среднюю плотность, нежели запланировано.

## 2.2 Экспериментальные исследования совместной деформации сборного тяжёлого и монолитного лёгкого бетона.

Экспериментальные исследования совместной деформации проводились в лабораторных условиях кафедры «Строительных конструкций и Управляемых систем» инженерно-строительного института СФУ.

### 2.2.1 Экспериментальное исследование серии P-1.

В ходе испытания образцов серии P-1 были выявлены следующие особенности состояния образцов.

При увеличении сдвигающей силы не наблюдается рост совместных, единых деформаций. Суммарные перемещения монолитного лёгкого бетона относительно сборного тяжёлого ничтожно малы. Результаты суммарных перемещений монолитного лёгкого бетона относительно сборного тяжелого представлены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Перемещения монолитного лёгкого бетона относительно сборного тяжёлого.

Образец из серии	Перемещения, мм
P1-1	0,11
P1-2	0,05
P1-3	0,1
P1-4	0,1
P1-5	0,02

При достаточно высоких усилиях в большинстве образцов не наблюдалось появления трещин ни в зоне контакта бетона ни в самом бетоне. В стадии близкой к началу разрушения в образцах не отмечалось нарастания деформаций монолитного бетона. Во всех образцах наблюдался внезапный сдвиг по швам контакта со значительным взаимным смещением секций образцов. Характер частичного разрушения монолитной части бетона наблюдался лишь в образцах P1-4 и P1-5. Помимо этого в образце P1-5 при достижении критической сдвигающей силы с обеих сторон сборной части появились трещины. Вид бетонных образцов представлен на рисунке 2.10.

а)



б)



в)



г)





д)



а – образец P1-1; б - образец P1-2; в – образец P1-3; г – образец P1-4; д – образец P1-5

Рисунок 2.10 – Образцы после испытаний

Полученные значения сдвигающих усилий определённые экспериментальным путём представлены в таблице 2.3 и рисунке 2.11. На рисунке 2.12 представлены напряжения при сдвиге.

Таблица 2.3 – Значения предельных разрушающих сдвигающих усилий

Образец из серии	Сдвигающие усилие, кН	Напряжение при сдвиге, МПа
P1-1	49,24	7,03
P1-2	34,46	4,93
P1-3	29,54	4,22
P1-4	49,24	7,03
P1-5	64	9,14



Рисунок 2.11 – Значения сдвигающих усилий



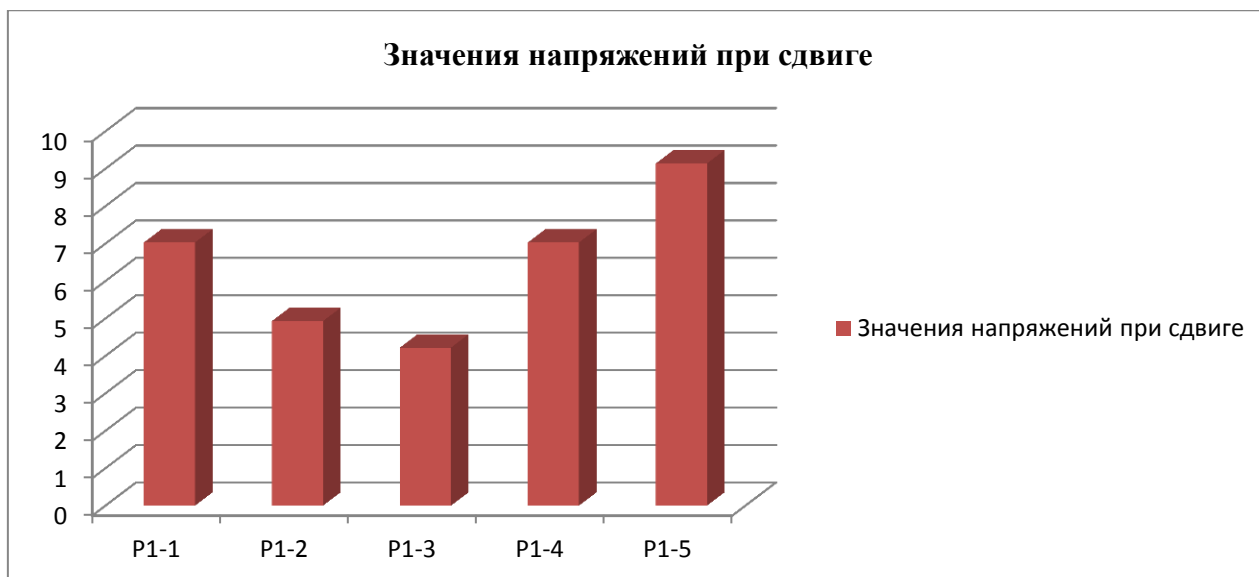


Рисунок 2.12 – Значения напряжений при сдвиге

Проанализировав результаты испытания можно сказать, что в образцах серии P-1 сопротивление сдвигающим силам воспринимает лишь контактный шов. Исходя из предельных значений сдвигающих усилий, можно предположить что, сопротивление шва сдвигу так же зависит от прочности бетона.

### 2.2.2 Экспериментальное исследование серии P-2.

После испытания образцов серии P-1 были проведены испытания образцов серии P-2. Теоретически предполагалось, что наличие двух шпонок увеличит сопротивление монолитной части сдвигу, будет препятствовать разрушению по контактному шву. В ходе испытаний было выявлено следующее:

При увеличении сдвигающей силы не наблюдается рост совместных, единых деформаций. Можно сказать, что суммарные перемещения монолитного лёгкого бетона относительно сборного тяжёлого практически отсутствуют. Результаты перемещений монолитного лёгкого бетона относительно сборного тяжелого представлены в таблице 2.4.

Таблица 2.4 – Перемещения монолитного лёгкого бетона относительно сборного тяжёлого.

Образец из серии	Перемещения, мм
P2-1	0,03
P2-2	0,01
P2-3	0,03
P2-4	0,01
P2-5	0,01

При достаточно высоких усилиях во всех образцах наблюдалось появление трещин, как в зоне контактного шва, так и в монолитной, сборной частях бетона. В стадии близкой к началу разрушения в образцах не отмечалось нарастания деформаций монолитного бетона, относительно сборной части. Во всех образцах, кроме Р2-1, наблюдался внезапный сдвиг по швам контакта, со значительным взаимным смещением секций образцов. Однотипный характер разрушения наблюдается в образцах Р2-2; Р2-3. В этих образцах подверглась разрушению сборная часть тяжёлого бетона, находящегося у опоры. В монолитной части бетона из-за высоких внутренних напряжений произошёл разрыв. В образце Р2-5 также разрушилась сборная часть тяжёлого сборного и монолитного лёгкого бетонов, но вблизи приложения нагрузки. Характер разрушения образца Р2-4 идентичен серии Р-1. Вид образцов после проведения эксперимента представлен на рисунке 2.13.

а)



б)



в)



г)



д)



а – образец P1-1; б - образец P1-2; в – образец P1-3; г – образец P1-4; д – образец P1-5

Рисунок 2.13 – Образцы после испытаний

Полученные значения сдвигающих усилий определённые экспериментальным путём представлены в таблице 2.5 и рисунке 2.14. На рисунке 2.15 представлены напряжения при сдвиге.

Таблица 2.5 – Значения предельных разрушающих сдвигающих усилий

Образец из серии	Сдвигающие усилие, кН	Напряжение при сдвиге, МПа
P2-1	51,70	7,39
P2-2	61,54	8,79
P2-3	71,39	10,20
P2-4	56,62	8,08
P2-5	83,69	11,96

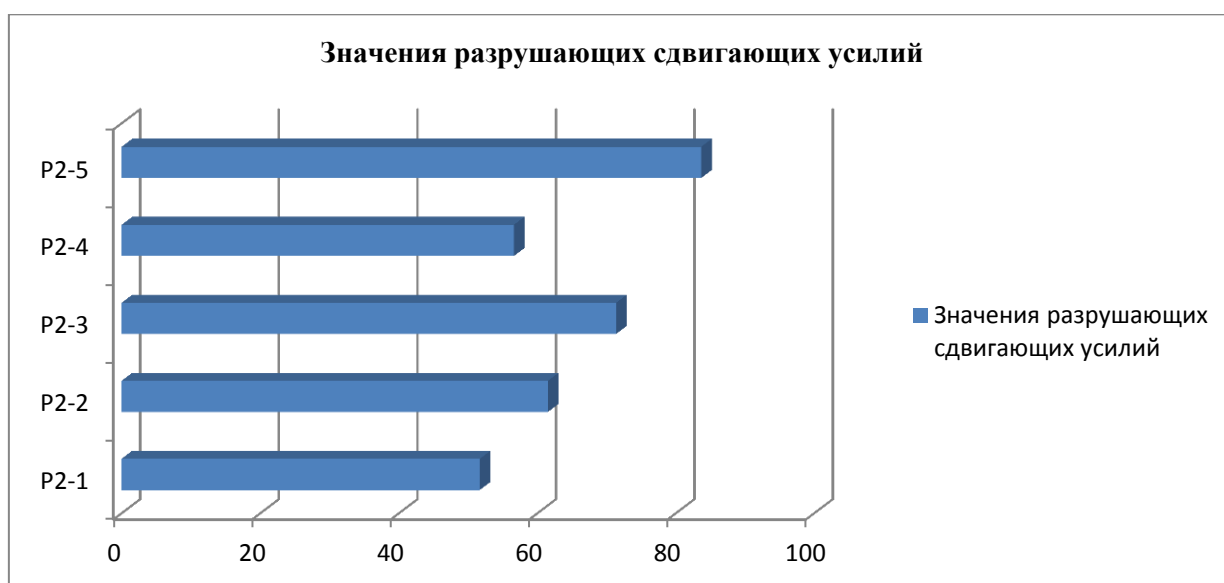


Рисунок 2.14 – Значения сдвигающих усилий

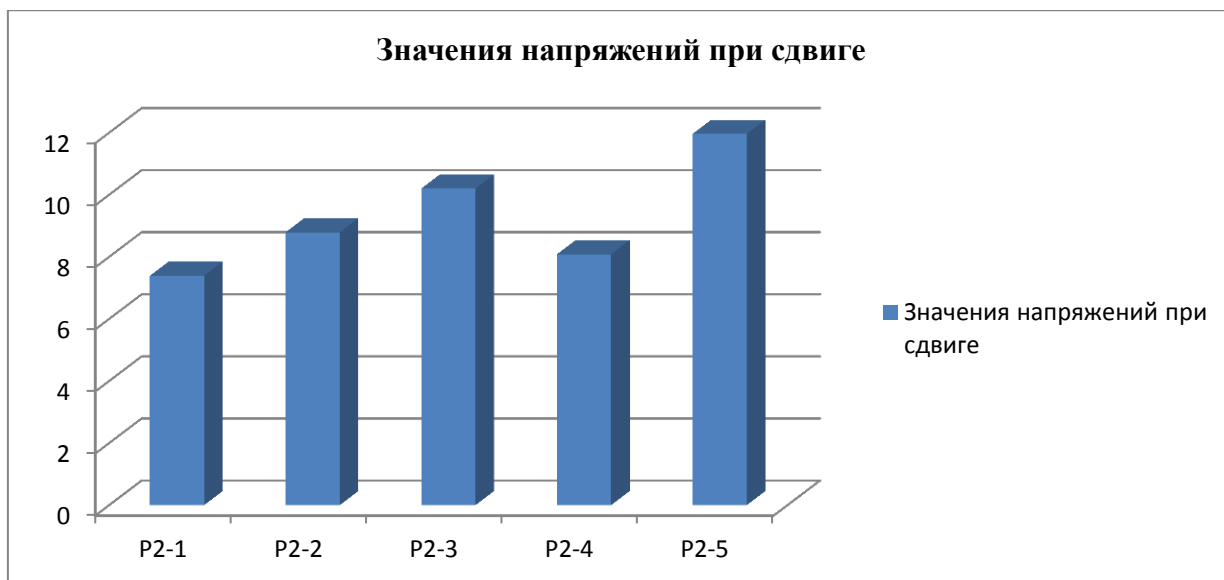


Рисунок 2.15 – Значения напряжений при сдвиге

Проанализировав результаты испытания можно сказать, что в образцах серии Р-2 сопротивление сдвигающим силам воспринимает не только контактный шов, а так же шпонки. Исходя из предельных значений сдвигающих усилий, можно предположить что, чем выше прочность бетона, тем выше сопротивление шва сдвигу.

### 2.2.2 Экспериментальное исследование серии Р-3.

Проведенными испытаниями было установлено, что образцы серии Р-3 могут воспринимать высокие сдвигающие усилия, за счёт наличия шпонок. Сдвига монолитной части относительно сборной по контактному шву не происходит во всех образцах, кроме Р3-5. Характер разрушения этого образца аналогичен образцам серии Р-2. При достижении критической сдвигающей силы в образцах Р3-4; Р3-3 и Р3-1 происходит потеря несущей способности при сжатии бетона. В ходе испытаний так же было выявлено, что при увеличении сдвигающей силы практически отсутствует рост совместных, единых деформаций, кроме образца Р3-1. При нагрузке превышающей 51,70 кН в этом образце начинают развиваться перемещения монолитной части бетона относительно сборной. Деформации развиваются линейно по 0,06 мм при каждом последующем нагружении. Суммарные перемещения монолитного лёгкого бетона относительно сборного тяжёлого в остальных образцах практически отсутствуют. Образец Р3-2 не удалось довести до разрушения. При нагрузке в 123,08 кН возникло лишь небольшое локальное разрушение сборной части возле опоры. Результаты перемещений



монолитного лёгкого бетона относительно сборного тяжелого представлены в таблице 2.6.

Таблица 2.6 – Перемещения монолитного лёгкого бетона относительно сборного тяжёлого

Образец из серии	Перемещения, мм
P3-1	1,22
P3-2	0,19
P3-3	0,20
P3-4	0,16
P3-5	0,27

Состояние образцов после эксперимента представлены на рисунке 2.13.

а)



б)



в)



г)



а – образец P1-1; б - образец P1-2; в – образец P1-3; г – образец P1-4

Рисунок 2.16 – Образцы после испытаний

Полученные значения сдвигающих усилий определённые экспериментальным путём представлены в таблице 2.7 и рисунке 2.17. На рисунке 2.18 представлены напряжения при сдвиге.

Таблица 2.7 – Значения предельных разрушающих сдвигающих усилий

Образец из серии	Сдвигающие усилие, кН	Напряжение при сдвиге, МПа
P3-1	103,39	14,77
P3-2	Не разрушился (125,55)	17,93
P3-3	118,16	16,88
P3-4	103,39	14,77
P3-5	71,39	10,20

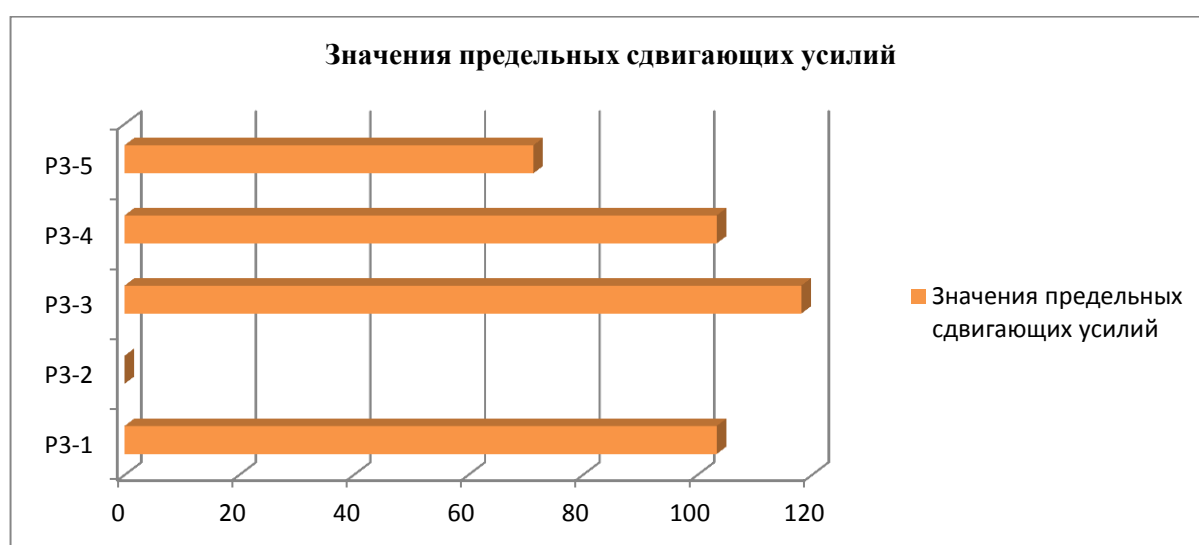


Рисунок 2.17 – Значения предельных сдвигающих усилий

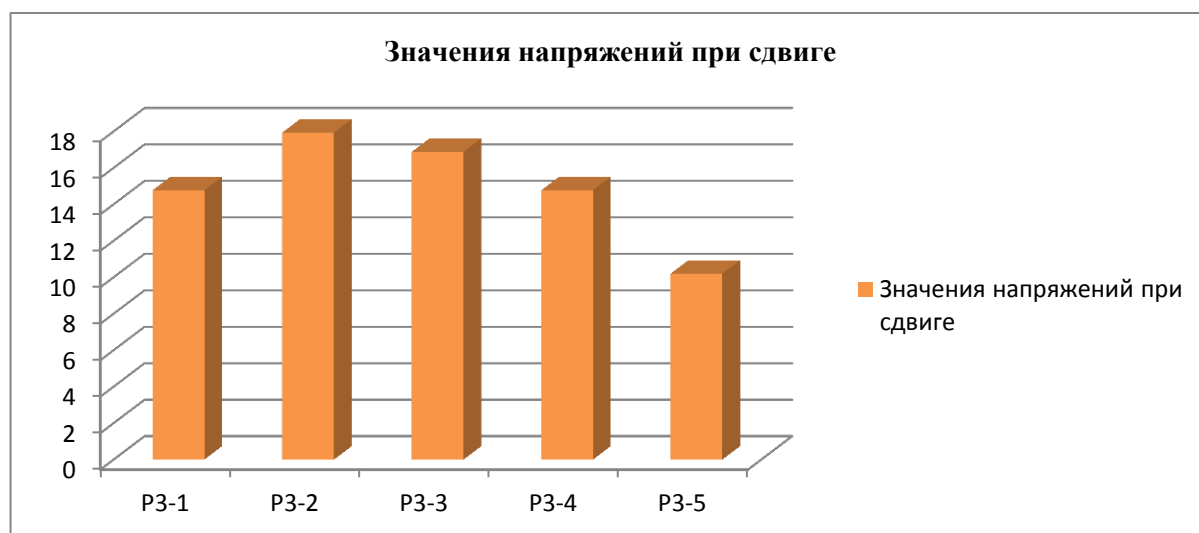


Рисунок 2.18 – Значения напряжений при сдвиге

Проанализировав результаты испытания можно сказать, что в образцах серии Р-3 сопротивление сдвигающим силам по большей части воспринимает шпоночное соединение. Исходя из предельных значений сдвигающих усилий, можно предположить что, чем выше прочность бетона, тем выше сопротивление шва сдвигу.

### 2.2.2 Экспериментальное исследование серии Р-4.

При испытании образцов Р-4 были установлены следующие основные особенности состояния и поведения моделей. Арматура препятствует разрушению по контактному шву. При увеличении сдвигающей силы практически отсутствует рост совместных, единых деформаций. Суммарные перемещения монолитного лёгкого бетона относительно сборного тяжёлого очень малы, можно сказать, что они отсутствуют. Результаты перемещений монолитного лёгкого бетона относительно сборного тяжелого представлены в таблице 2.8.

Таблица 2.8 – Перемещения монолитного лёгкого бетона относительно сборного тяжёлого.

Образец из серии	Перемещения, мм
Р4-1	0,07
Р4-2	0,09
Р4-3	0,03
Р4-4	0,01
Р4-5	0,03

При достаточно высоких усилиях во всех образцах наблюдалось появление трещин (слабонаклонных и наклонных), развивающихся вдоль монолитной части и не редко переходящих в сборную. В стадии близкой к началу разрушения в образцах наблюдались мгновенные нарастания деформаций монолитного бетона, относительно сборной части. Ни в одном из образцов не наблюдался внезапный сдвиг по швам контакта, со значительным взаимным смещением секций образцов. Однотипный характер разрушения наблюдался у всех образцов. При достижении критической силы происходит потеря несущей способности при сжатии монолитного лёгкого бетона. Так же во всех образцах, наблюдается локальное разрушение сборной части бетона в местах расположения арматуры у опоры. Вид образцов после проведения эксперимента представлен на рисунке 2.19.

а)



б)



в)



г)



д)



а – образец P4-1; б - образец P4-2; в – образец P4-3; г – образец P4-4; д – образец P4-5

Рисунок 2.19 – Образцы после испытаний

Полученные значения сдвигающих усилий определённые экспериментальным путём представлены в таблице 2.9 и рисунке 2.20. На рисунке 2.21 представлены напряжения при сдвиге.



Таблица 2.9 – Значения предельных разрушающих сдвигающих усилий и напряжений при сдвиге

Образец из серии	Сдвигающие усилие ,кН	Напряжение при сдвиге,МПа
P4-1	103,39	14,77
P4-2	81,23	11,60
P4-3	100,93	14,42
P4-4	96	13,71
P4-5	93,54	13,36

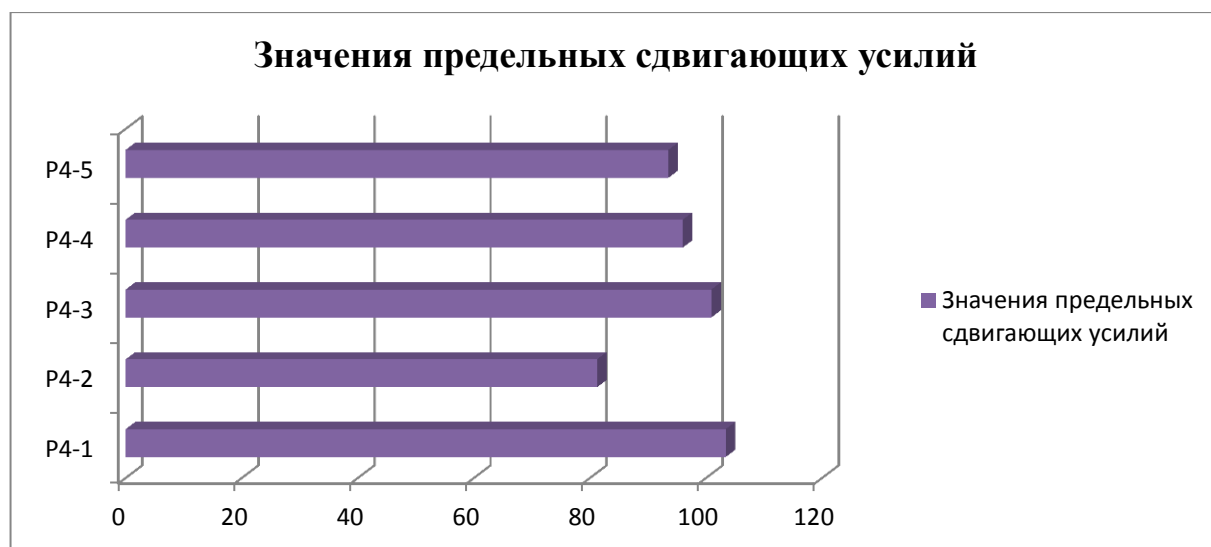


Рисунок 2.20 – Значения предельных сдвигающих усилий

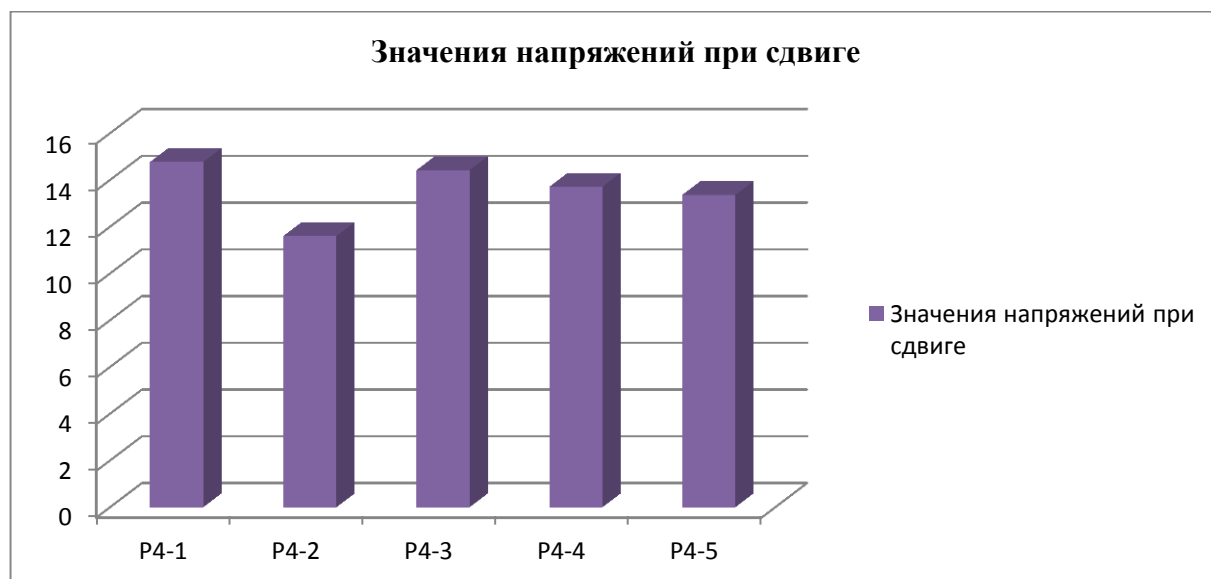


Рисунок 2.21 – Значение напряжений при сдвиге

### **2.2.3 Экспериментальное исследование серии Р-5 и Р-6**

Схема испытаний была такая же, как и у всех предшествующих образцов. При проведении эксперимента, выяснилось, что сопротивление бетона в этих образцах на сдвиг выше, чем максимальное усилие сдвига, которое можно воссоздать на стенде. Не довелось довести до разрушения образцы этой серии.

### **2.3 Выводы из полученных результатов в ходе экспериментов**

Следует отметить, что каждая серия образцов имеет свои положительные стороны и недостатки. Контактный шов в образцах находится в условиях сложного напряженно-деформированного состояния, что затрудняет оценку в чистом виде сопротивления контактного шва сдвигу. Тем не менее, полученные из испытания результаты могут широко использоваться при разработке методов расчёта, а также при проектировании. Оценка работы контактного шва, а также совместности деформирования бетонов разных свойств была произведена в сравнении с «эталонными» образцами серии Р-1. В ходе эксперимента выяснилось, что наличие двух шпонок в образцах серии Р-2, увеличивает сопротивление сдвигу на 43 %. В образце серии Р-3 сопротивление сдвигу увеличилось на 130 %. Сопротивление сдвигу за счёт наличия поперечной арматуры в серии Р-4 увеличилось на 109%. Опыты показывают, что прочность плоских неармированных швов, зависит от прочности бетона, образующего контактный шов. Показатели прочности неармированных швов на сдвиг имеют разброс, что объясняется различной степенью шероховатости контактных поверхностей и различной прочностью бетона. С увеличением относительного количества арматуры, пересекающей контактный шов, происходит увеличение прочности на сдвиг контактного шва. Исходя из этих результатов, а так же проанализировав характер разрушения всех образцов, можно сказать, что, полноценную совместность работы сборного тяжёлого и монолитного лёгкого бетонов могут обеспечивать лишь образцы серии Р-3,Р-4,Р-5,Р-6. Контактные швы в этих образцах воспринимают достаточно высокие сдвигающие усилия, а также обеспечивают совместность работы сборного тяжёлого и монолитного лёгкого бетонов.

### **3. Сопоставительный анализ экспериментальных данных с нормативным расчётом**

#### **3.1 Расчёт контактных швов**

Существует множество рекомендательных методик и всевозможных пособий для определения прочности контактных швов. Основным документом для расчёта является СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003».

##### **3.1.1 Расчёт контактных швов образцов серии Р-1**

В образцах этой серии сопротивление контактного шва происходит только за счёт сцепления, механического зацепления и обжатия бетона. Методика расчёта для образцов этой серии идентична, результаты расчёта представлены в таблице 3.1 и на рисунке 3.1. Для примера показан расчёт образца Р1-1.

$$Q_{sh} \leq Q_{sh.u}$$

Значение  $Q_{sh}$  найдено экспериментальным путём и равняется 49,24 кН.

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом, определяется по формуле

$$Q_{sh.u} = R_{sh} \cdot b_{sh} \cdot l_{sh}$$

Принимаем  $b_{sh} = 0,1 \text{ м}$ ;  $l_{sh} = 0,3 \text{ м}$ .

Для образцов серии Р-1 среднее суммарное расчётное сопротивление сдвигу контактного шва принимается равным

$$R_{sh} = R_{sh,b}$$

Сопротивление шва сдвигу  $R_{sh,b}$  за счёт сцепления, механического воздействия и обжатия бетона определяется по формуле

$$R_{sh,b} = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \left(1 + \gamma_{b4} \cdot \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt}}\right)$$

Принимаем  $\gamma_{b1}=0,65$ ;  $\gamma_{b2}=0,75$ ;  $\gamma_{b3}=0,55$ ;  $\gamma_{b4} \cdot \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt}}=0$ ;  $R_{bt}=0,99$ .

Расчёт  $R_{sh,b}$  выполняют согласно [14].

$$R_{sh,b}=0,65 \cdot 0,75 \cdot 0,57 \cdot 0,99=0,28 \text{ Мпа}$$

$$R_{sh}=R_{sh,b}=0,28 \text{ Мпа}$$

Предельное сдвигающее усилие равно

$$Q_{sh,u}=0,28 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,3=8,4 \text{ кН}$$

Таблица 3.1- Значения предельного сдвигающего усилия, воспринимаемое КОНТАКТНЫМ ШВОМ.

Образец серии	Сдвигающее усилие, кН
P1-1	7,5
P1-2	6,0
P1-3	5,1
P1-4	6,6
P1-5	9,9

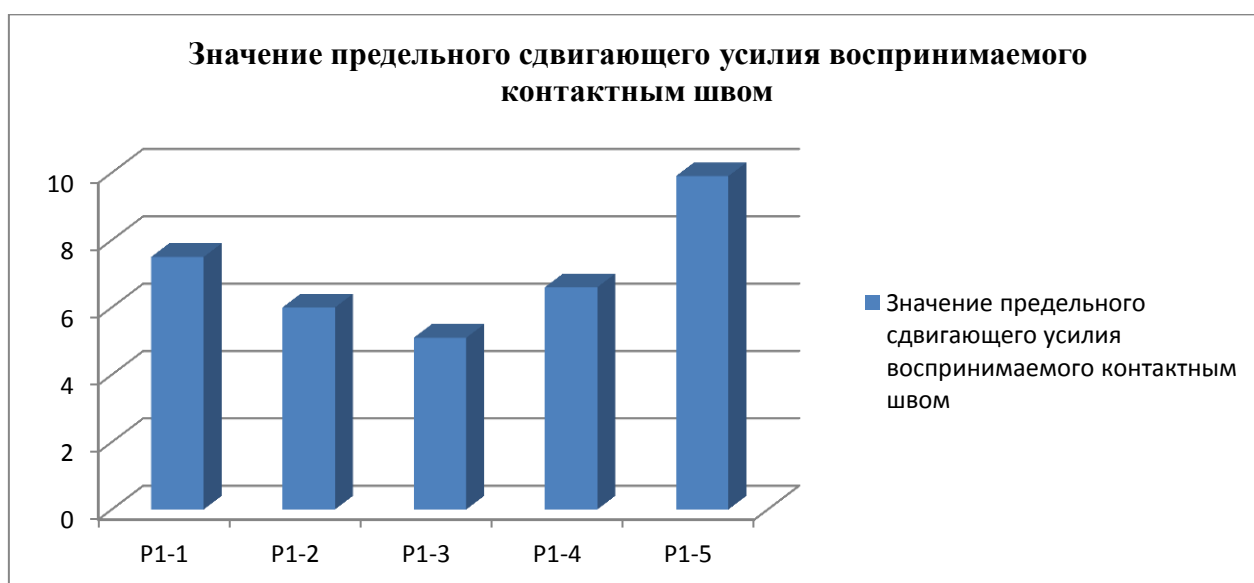


Рисунок 3.1 – Значение предельного сдвигающего усилия воспринимаемого КОНТАКТНЫМ ШВОМ.

### 3.1.2 Расчёт контактных швов серии образцов Р-2

Контактный шов образцов серии Р-2 воспринимает усилие не только за счёт сцепления, механического зацепления и обжатия бетона, а так же за счёт работы горизонтальных бетонных шпонок. Методика расчёта для этих образцов идентична, результата расчёта представлены в таблице 3.2 и на рисунке 3.2. Для примера показан расчёт образца Р2-1.

$$Q_{sh} \leq Q_{sh.u}$$

Значение  $Q_{sh}$  найдено экспериментальным путём.

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом, определяется по формуле

$$Q_{sh.u} = R_{sh} \cdot b_{sh} \cdot l_{sh}$$

Принимаем  $b_{sh}=0,1\text{м}$ ;  $l_{sh}=0,3\text{м}$ .

Для образцов серии Р-2 среднее суммарное расчётное сопротивление сдвигу контактного шва принимается равным

$$R_{sh} = R_{sh,b} + R_{sh,n}$$

Сопротивление шва сдвигу  $R_{sh,b}$  за счёт сцепления, механического воздействия и обжатия бетона определяется по формуле

$$R_{sh,b} = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \left(1 + \gamma_{b4} \cdot \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt}}\right)$$

Принимаем  $\gamma_{b1}=0,65$ ;  $\gamma_{b2}=0,75$ ;  $\gamma_{b3}=0,57$ ;  $\gamma_{b4} \cdot \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt}}=0$ ;  $R_{bt}=1$ .

Расчёт  $R_{sh,b}$  выполняют согласно [14].

$$R_{sh,b} = 0,65 \cdot 0,75 \cdot 0,57 \cdot 1 = 0,28 \text{ МПа}$$

Сопротивление шва сдвигу за счёт работы поперечных бетонных шпонок, горизонтальных или вертикальных, определяется по формулам

$$R_{sh,n} = \frac{2R_{btj} \cdot b_n \cdot l_n \cdot n}{b_{sn} \cdot l_{sh}};$$

$$R_{sh,n} = \frac{R_{bj} \cdot b_n \cdot h_n \cdot n}{b_{sn} \cdot l_{sh}}$$

Принимаем  $R_{btj}=1,05\text{МПа}$ ;  $R_{bj}=1,05\text{МПа}$   $b_n=0,03\text{м}$ ;  $l_n=0,1\text{м}$ ;  $n=2$ .

Сопротивление шва сдвигу за счёт работы поперечных бетонных шпонок составит

$$R_{sh,n} = \frac{2 \cdot 1,05 \cdot 0,03 \cdot 0,1 \cdot 2}{0,1 \cdot 0,3} = 0,42 \text{ МПа}$$

$$R_{sh,n} = \frac{14,5 \cdot 0,03 \cdot 0,01 \cdot 2}{0,1 \cdot 0,3} = 0,29 \text{ МПа}$$

Принимаем меньшее значение  $R_{sh,n}=0,29$  МПа

Тогда суммарное расчётное сопротивление сдвигу контактного шва принимается равным

$$R_{sh}=0,28+0,29=0,57 \text{ МПа}$$

Предельное сдвигающее усилие равно

$$Q_{sh.u} = 0,57 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,3 = 17,1 \text{ кН}$$

Таблица 3.2- Значения предельного сдвигающего усилия, воспринимаемое КОНТАКТНЫМ ШВОМ.

Образец серии	Сдвигающее усилие, кН
P2-1	17,1
P2-2	16,2
P2-3	18
P2-4	17,1
P2-5	18,3

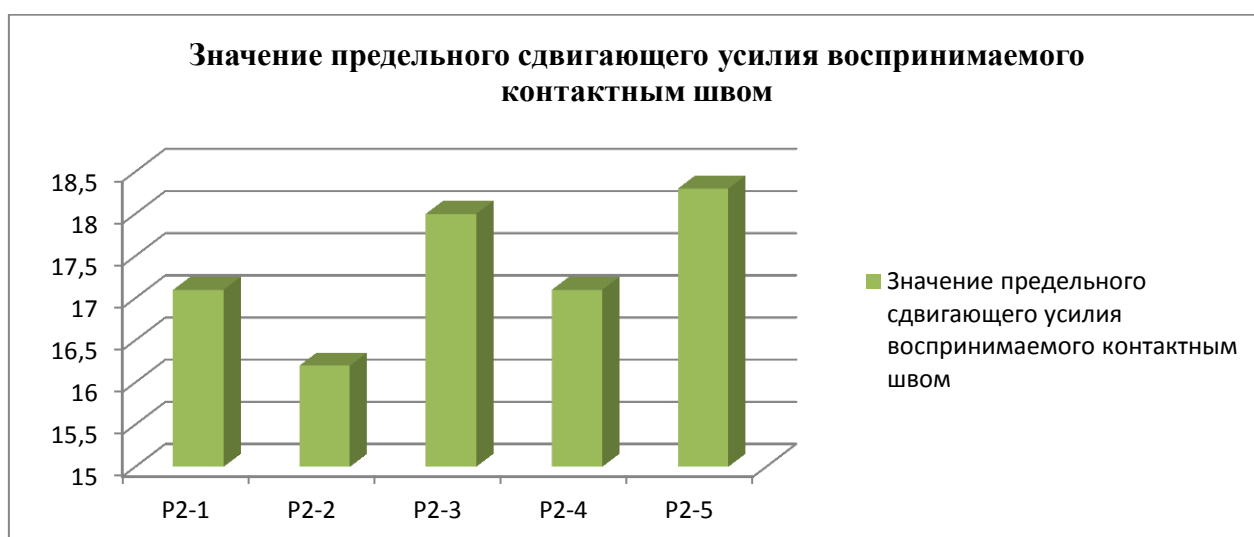


Рисунок 3.2 – Значение предельного сдвигающего усилия воспринимаемого КОНТАКТНЫМ ШВОМ.

### 3.1.2 Расчёт контактных швов серии образцов Р-3

Контактный шов образцов серии Р-3 воспринимает усилие аналогично серии Р-2, но за счёт большего числа шпонок теоретически значения предельных сдвигающих усилий, который сможет воспринять контактный шов должны быть выше. Методика расчёта для этих образцов идентична, результата расчёта представлены в таблице 3.3 и на рисунке 3.3.

$$Q_{sh} \leq Q_{sh,u}$$

Значение  $Q_{sh}$  найдено экспериментальным путём.

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом, определяется по формуле

$$Q_{sh,u} = R_{sh} \cdot b_{sh} \cdot l_{sh}$$

Принимаем  $b_{sh}=0,1\text{ м}$ ;  $l_{sh}=0,3\text{ м}$ .

Для образцов серии Р-3 среднее суммарное расчётное сопротивление сдвигу контактного шва принимается равным

$$R_{sh} = R_{sh,b} + R_{sh,n}$$

Сопротивление шва сдвигу  $R_{sh,b}$  за счёт сцепления, механического воздействия и обжатия бетона определяется по формуле

$$R_{sh,b} = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \left(1 + \gamma_{b4} \cdot \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt}}\right)$$

Принимаем  $\gamma_{b1}=0,65$ ;  $\gamma_{b2}=0,75$ ;  $\gamma_{b3}=0,56$ ;  $\gamma_{b4} \cdot \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt}}=0$ ;  $R_{bt}=0,98$ .

Расчёт  $R_{sh,b}$  выполняют согласно [14].

$$R_{sh,b}=0,65 \cdot 0,75 \cdot 0,56 \cdot 0,98=0,28 \text{ Мпа}$$

Сопротивление шва сдвигу за счёт работы поперечных бетонных шпонок, горизонтальных или вертикальных, определяется по формулам

$$R_{sh,n} = \frac{2R_{btj} \cdot b_n \cdot l_n \cdot n}{b_{sn} \cdot l_{sh}};$$

$$R_{sh,n} = \frac{R_{bj} \cdot b_n \cdot h_n \cdot n}{b_{sn} \cdot l_{sh}}$$

Принимаем  $R_{btj}=1,05\text{МПа}$ ;  $R_{bj}=1,05\text{МПа}$   $b_n=0,03\text{м}$ ;  $l_n=0,1\text{м}$ ;  $n=3$ .

Сопротивление шва сдвигу за счёт работы поперечных бетонных шпонок составит

$$R_{sh,n} = \frac{2 \cdot 1,05 \cdot 0,03 \cdot 0,1 \cdot 3}{0,1 \cdot 0,3} = 0,63 \text{ МПа}$$

$$R_{sh,n} = \frac{14,5 \cdot 0,03 \cdot 0,01 \cdot 3}{0,1 \cdot 0,3} = 0,44 \text{ МПа}$$

Принимаем меньшее значение  $R_{sh,n}=0,44 \text{ МПа}$

Тогда суммарное расчётное сопротивление сдвигу контактного шва принимается равным

$$R_{sh}=0,44+0,28=0,72 \text{ МПа}$$

Предельное сдвигающее усилие равно

$$Q_{sh.u} = 0,72 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,3 = 21,6 \text{ кН}$$

Таблица 3.3- Значения предельного сдвигающего усилия, воспринимаемое контактным швом.

Образец серии	Сдвигающее усилие, кН
P3-1	21,6
P3-2	23,1
P3-3	23,1
P3-4	23,1
P3-5	21,6



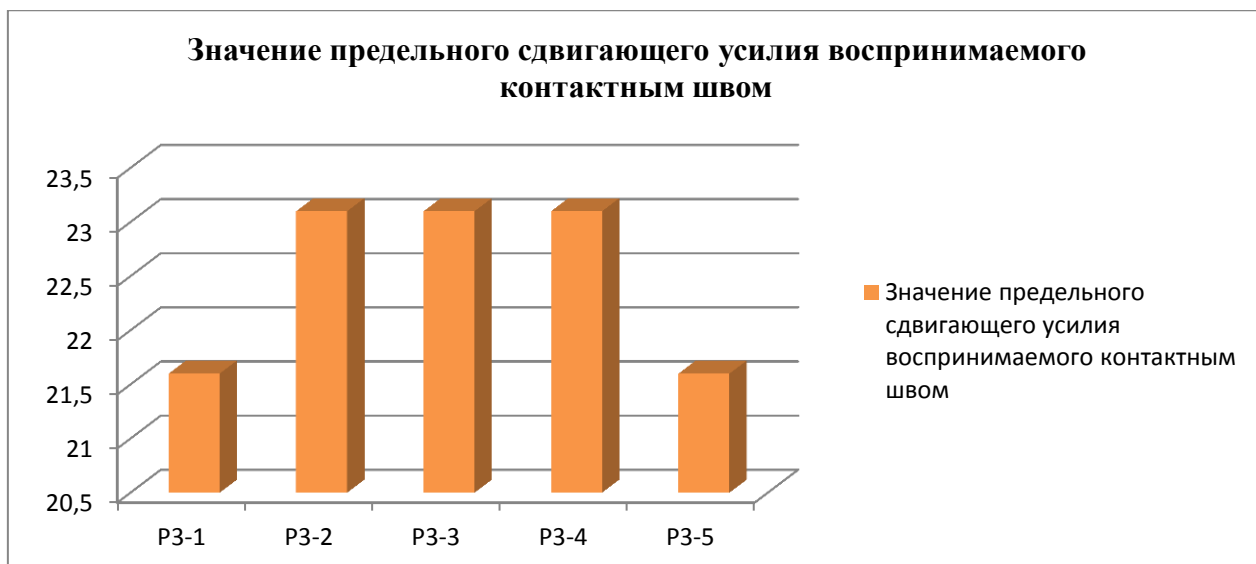


Рисунок 3.3 - Значение предельного сдвигающего усилия воспринимаемого контактным швом.

### 3.1.2 Расчёт контактных швов серии образцов Р-4

Контактный шов образцов серии Р-4 воспринимает усилие за счёт поперечной арматуры установленной поперек шва. Методика расчёта для этих образцов идентична, результата расчёта представлены в таблице 3.4 и на рисунке 3.4.

$$Q_{sh} \leq Q_{sh.u}$$

Значение  $Q_{sh}$  найдено экспериментальным путём.

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом, определяется по формуле

$$Q_{sh.u} = R_{sh} \cdot b_{sh} \cdot l_{sh}$$

Принимаем  $b_{sh} = 0,1 \text{ м}$ ;  $l_{sh} = 0,3 \text{ м}$ .

Для образцов серии Р-4 среднее суммарное расчётное сопротивление сдвигу контактного шва принимается равным

$$R_{sh} = R_{sh,b} + R_{sh,n}$$

Сопротивление шва сдвигу  $R_{sh,b}$  за счёт сцепления, механического воздействия и обжатия бетона определяется по формуле

$$R_{sh,b} = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \left(1 + \gamma_{b4} \cdot \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt}}\right)$$

Принимаем  $\gamma_{b1}=0,65$ ;  $\gamma_{b2}=0,75$ ;  $\gamma_{b3}=0,56$ ;  $\gamma_{b4} \cdot \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt}}=0$ ;  $R_{bt}=0,98$ .

Расчёт  $R_{sh,b}$  выполняют согласно [14].

$$R_{sh,b}=0,65 \cdot 0,75 \cdot 0,56 \cdot 0,98=0,28 \text{ МПа}$$

Сопротивление шва сдвигу  $R_{sh,s}$  за счёт работы поперечной арматуры принимается не более  $0,7 \cdot \mu_{sw} \cdot R_s$  и определяется по формуле

$$R_{sh,s} = 0,65 \sqrt[3]{R_b^2 \cdot E_s \cdot \mu_{sw}}$$

Принимаем  $R_b=11,26 \text{ МПа}$ ;  $E_s=2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ .

Коэффициент армирования контактного шва поперечной арматуры находится по формуле

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_{sh} \cdot s}$$

Принимаем  $A_{sw}=1,13 \text{ см}^2$ ;  $b_{sh}=10 \text{ см}$ ;  $s=15 \text{ см}$ .

$$\mu_{sw} = \frac{1,13}{10 \cdot 15} = 0,0075$$

$$0,7 \cdot \mu_{sw} \cdot R_s = 0,7 \cdot 0,0075 \cdot 210 = 1,1 \text{ МПа}$$

Принимаем  $R_s=210 \text{ МПа}$

Сопротивление шва сдвигу  $R_{sh,s}$  за счёт работы поперечной арматуры равно

$$R_{sh,s} = 0,65 \sqrt[3]{11,26^2 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 0,0075} = 37,38 \text{ МПа}$$

Из условия  $R_{sh,s} \leq 0,7 \cdot \mu_{sw} \cdot R_s$  принимаем  $R_{sh,s}=1,1 \text{ МПа}$

Суммарное расчётное сопротивление сдвигу контактного шва принимается

$$R_{sh}=1,1+0,22=1,32 \text{ МПа}$$

Предельное сдвигающее усилие равно

$$Q_{sh.u}= 1,32 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,3=39,6 \text{ кН}$$

Таблица 3.4- Значения предельного сдвигающего усилия, воспринимаемое КОНТАКТНЫМ ШВОМ.

Образец серии	Сдвигающее усилие, кН
P4-1	39,6
P4-2	40,5
P4-3	40,5
P4-4	40,8
P4-5	42,6

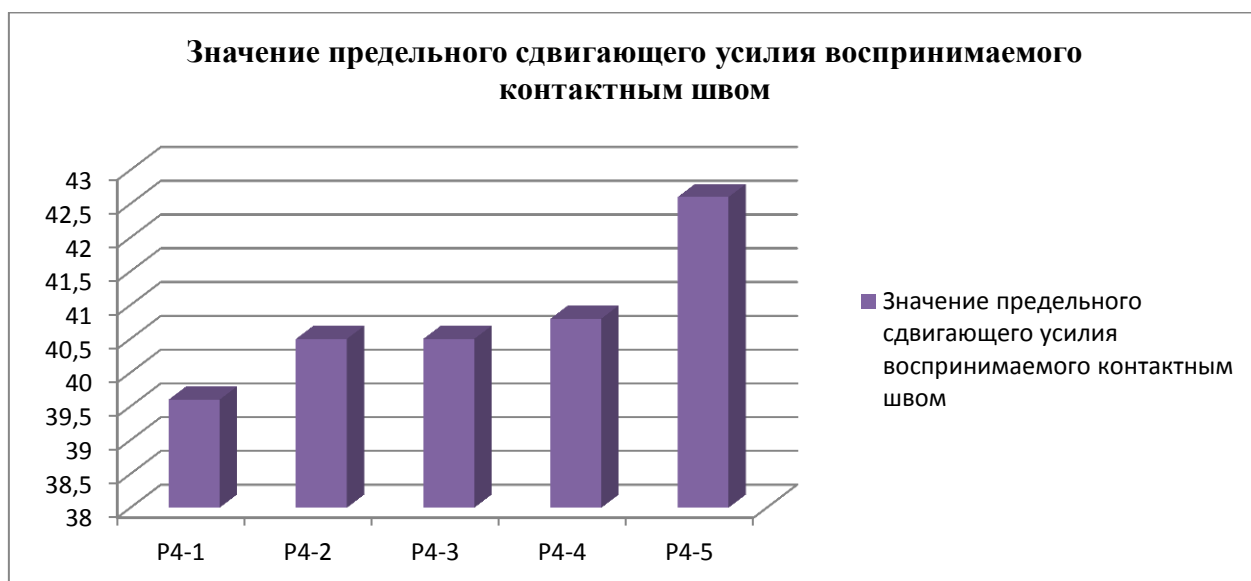


Рисунок 3.4 – Значение предельного сдвигающего усилия воспринимаемого КОНТАКТНЫМ ШВОМ

### **3.2 Сравнение экспериментальных данных с расчётом**

Сравнение теоретических результатов с экспериментальными данными показывает довольно большое различие. В действительности сопротивление контактного шва сдвигу в разы больше, чем значения сопротивлений при расчёте. Для образцов серии Р-1 экспериментальные значения выше в 6,14 раз, для серии Р-2 в 7,3 раз, для серии Р-3 в 4,6 раз, значения серии Р-4 имеют различия в 2,3 раза. Большое различие в результатах говорит нам о том, что методика расчёта нуждается в доработке.

## **Заключение**

Экспериментальные исследования показали, что сопротивление сдвигу неармированных и армированных бетонных швов при действии сдвигающих усилий зависит от прочности бетона. Полноценную совместность работы сборного тяжёлого и монолитного лёгкого бетонов могут обеспечивать лишь образцы контактные швы в которых, выполнены с помощью трёх шпоночного соединения или при помощи расстановки поперечной арматуры. Такие образцы воспринимают достаточно высокие сдвигающие усилия.

Можно сделать вывод о том, что лёгкий монолитный бетон можно использовать для добитонировки сборной части конструкций, которая воспринимает усилия на сдвиг. А так же возможно применение этого бетона для наращивания сечений. Использование таких вариантов исполнения помогут уменьшить вес сооружений и отдельных конструкций в частности, а так же поможет сократить расходы на материалы.

### **Список использованных источников**

1. Бондаренко, В. М. Износ, повреждения и безопасность железобетонных сооружений / В. М. Бондаренко, А. В. Боровских ; М.: ИД Русанова, 2000. - 144 с.
2. Вольфсон, В. Л. Реконструкция и капитальный ремонт жилых и общественных зданий [Текст] : Справочник производителя работ / В. Л. Вольфсон, В.А. Ильяшенко, Р. Г. Комисарчик ; 2-е изд. - М. : Стройиздат, 2001. - 248 с.
3. Гучкин, И. С. Диагностика повреждений и восстановление эксплуатационных качеств конструкций [Текст] : Учеб. пособие для студ. Вузов / И. С.Гучкин ; М. : Издательство АСВ, 2001. - 176 с.
4. Голышев, А. Б. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений [Текст] / А. Б. Голышев, И. Н.Ткаченко ; К. : Логос, 2001.-172 с.
5. Иванов, Ю. В. Реконструкция зданий и сооружений: восстановление, усиление, ремонт [Текст]: Учебное пособие / Ю. В. Иванов ; Воронеж, 2003. - 238с.
6. Санжаровский, Р. С. Усиления при реконструкции зданий и сооружений. Устройство и расчёты усиления зданий при реконструкции [Текст] / Р. С.Санжаровский [и др.]; СПб гос. арх.-стр, ун-т. - СПб., 1998. - 637 с.
7. Гвоздев, А. А. Изучение сцепления нового бетона со старым [Текст] / А.А. Гвоздев, А. П. Васильев, С. А. Дмитриев ; М. - Л. : Глав. ред. строит, лит.,1936.- 5 8 с.
8. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы развития теории реконструированного железобетона [Текст] / В. М. Бондаренко, С. И. Меркулов // Бетон и железобетон. - 2005. - №1. - С. 25-26
9. Оатул А.А., Сонин С.А., Закрутни Г.Н., Карякин А.А. Изгибаемые сборно-монолитные конструкции с бесшпоночным контактом. Бетон и железобетон,1982,N1, стр. 12-14.

10. Поляков С.В., Шорохов Г.Г. Испытания на сдвиг железобетонных замоноличенных стыков крупнопанельных зданий. Сейсмостойкость крупнопанельных и каменных зданий. ИСК, 1967, стр. 109-118.

11. Климов, Ю.А. Теория и расчет прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных элементов при действии поперечных сил: диссертация д-ра техн. наук: 05.23.01 / Ю.А. Климов; КОТКЗИСИ. – Киев, 1992. – 502 с.

12. Ашкинадзе Г.Н, Соколова М.Е. Железобетонные стены сейсмостойких зданий : Исследования и основы проектирования. Стройиздат, 1988 . – 504 с.

13. Гутковский В.А. Прочность и деформативность контакта в предварительно напряжённых тонкостенных сборно- монолитных конструкциях, работающих в условиях однократных статических нагрузжений. Диссертация на соискание учёной степени к.т.н. 1984.

14. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – Введ. 01.01.2013. – М.: Минрегион России, 2012.

15. ГОСТ 25820-2014 Бетоны лёгкие. Технические условия. – Введ. 01.07.2015. – Москва: Стандартинформ, 2015.-19с.

16. ГОСТ 27006-86 Бетоны. Правила подбора состава. – Введ. 01.01.1987. – Москва: Стандартинформ, 2006.-7с.



Тема: “Исследование совместного деформирования сборного и монолитного бетона в сборно монолитных конструкциях”

Цели выпускной квалификационной работы:

- Исследовать совместность деформирования сборного тяжёлого и монолитного лёгкого бетона в сборно-монолитных конструкциях;
- Оценить прочность шва сопряжения бетонов разных свойств;
- Определение несущей способности при воздействии сдвигающих сил.

Задачи выпускной квалификационной работы:

- Обзор существующих конструктивных решений;
- Экспериментальное исследование совместного деформирования сборного тяжёлого и монолитного лёгкого бетона в сборно-монолитных конструкциях;
- Расчёт контактных швов согласно методикам расчёта;
- Сравнительный анализ экспериментальных данных с результатами, полученными в ходе расчёта.

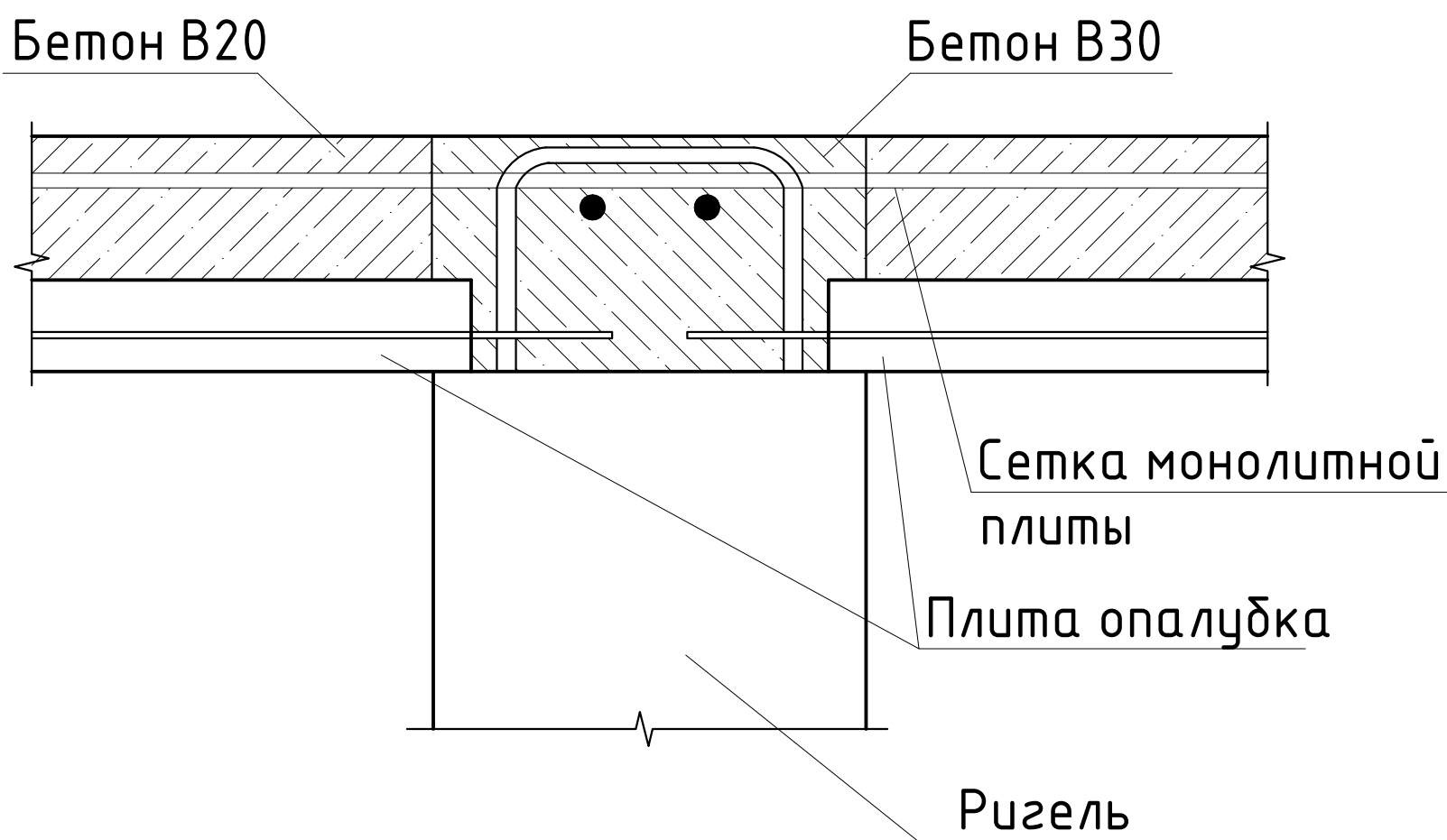
Практическая значимость результатов:

Заключается в том, что представленные экспериментальные могут быть использованы при проектировании различных сборно-монолитных зданий и сооружений, а также при усилении железобетонных конструкций. Кроме того, полученные результаты, возможно использовать при уточнении методик расчёта составных железобетонных конструкций.

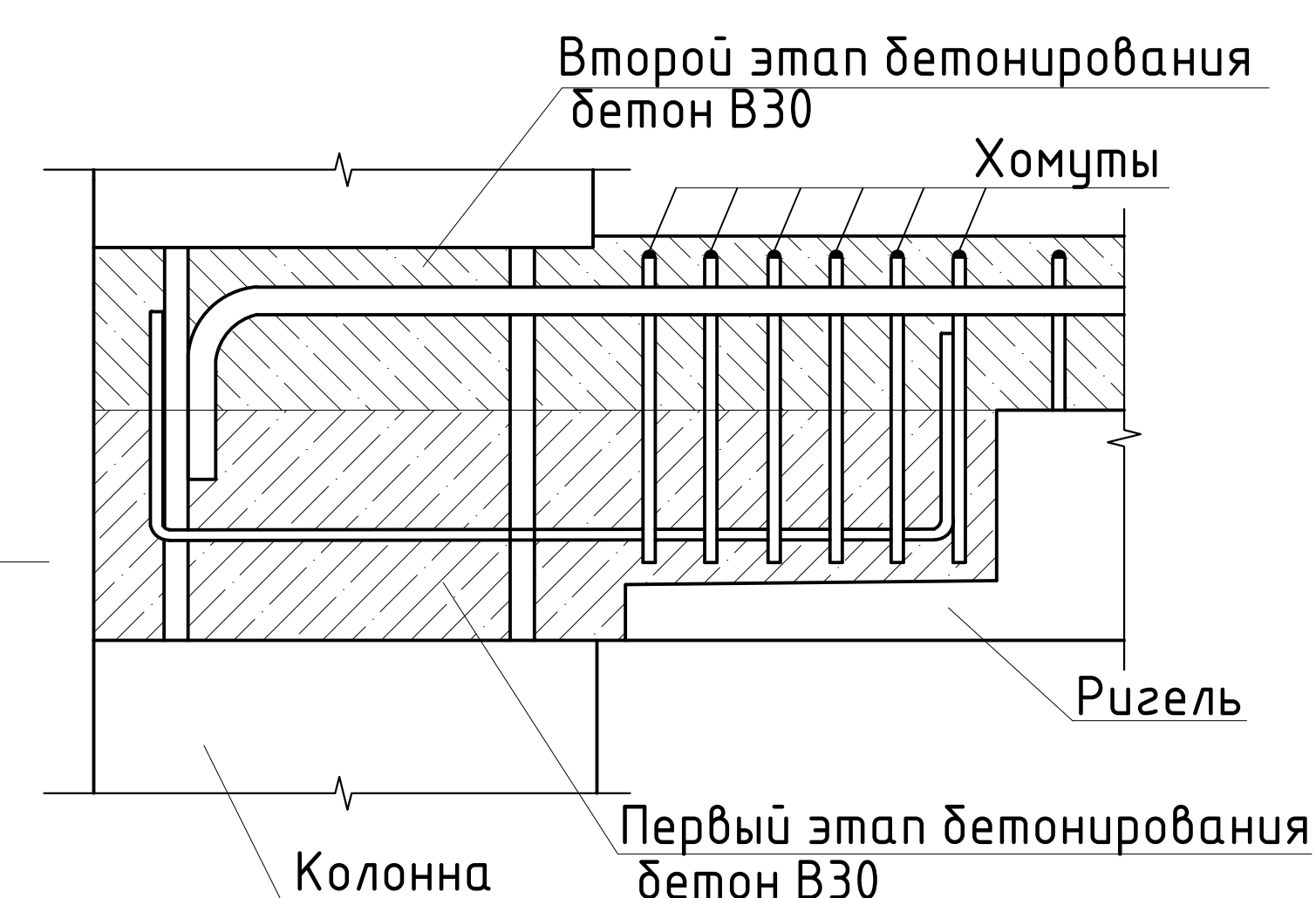
Сборно-монолитный каркас по типу серии “SARET”



Узел сопряжения плиты опалубки с ригелем



Узел сопряжения ригеля с колонной



БР - 08.03.01.00.01					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал	Цхай Т.А.				
Руководитель	Коянкин А.А.				
Консультант	Коянкин А.А.				
Исследование совместных деформаций сборного и монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях				Страница	Лист
				1	7
Сборно-монолитный каркас по типу серии "Saret". Узел сопряжения плиты опалубки с ригелем. Узел сопряжения ригеля с колонной				СКИУС	
Н. контроль	Коянкин А.А.				
Заб. кафедрой	Дворниченко С.В.				







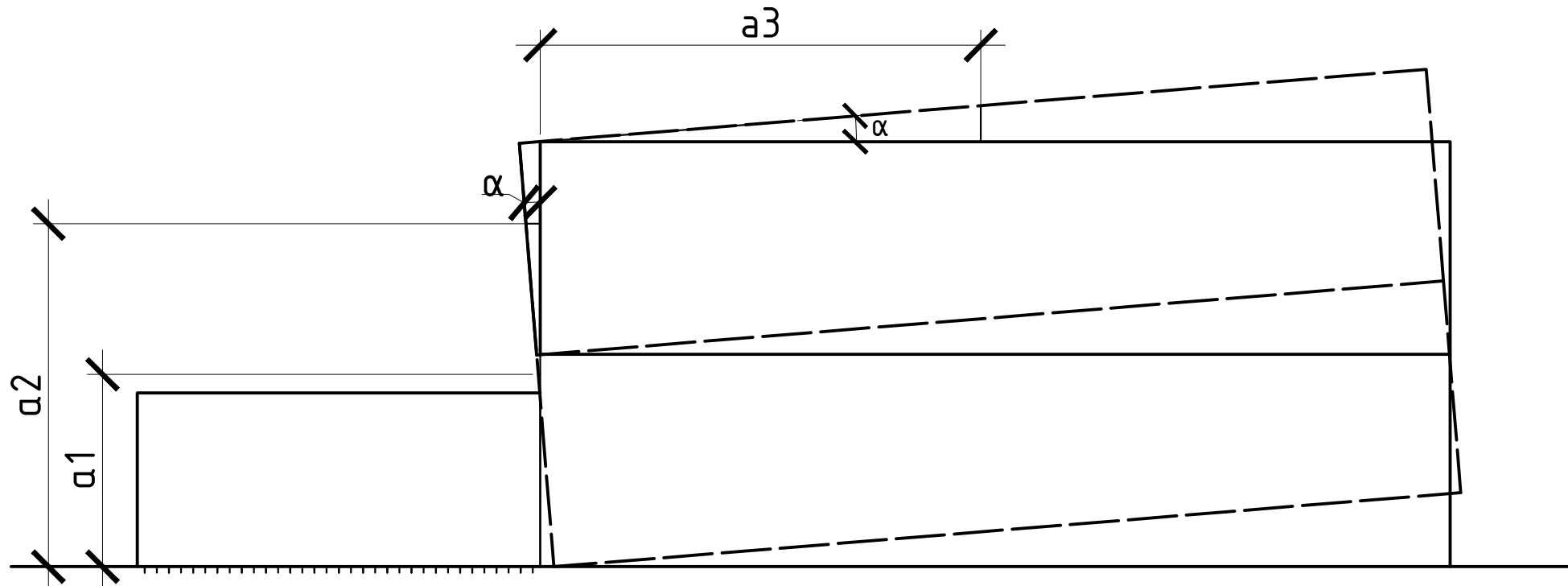




Установка для проведения испытаний



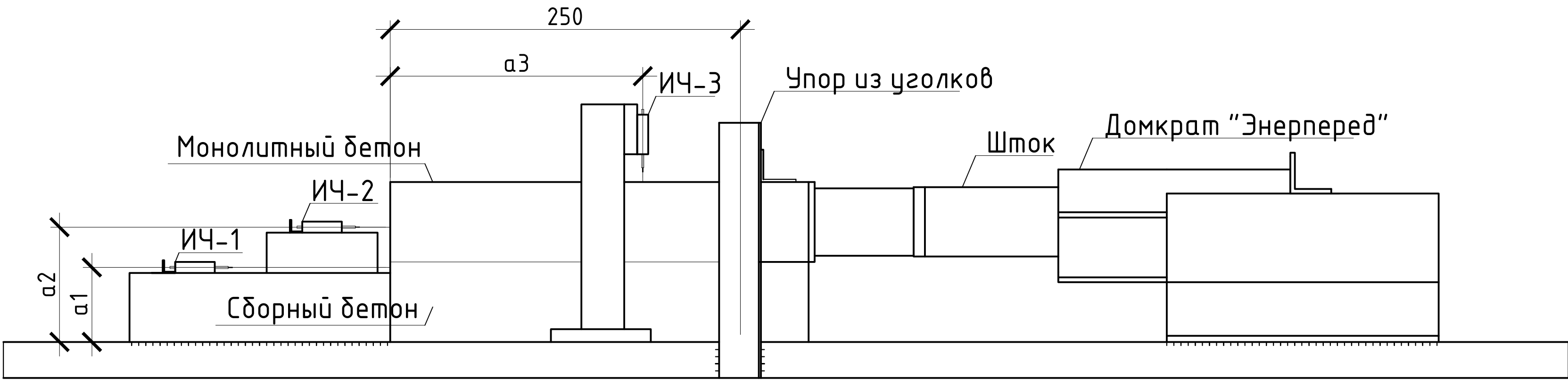
Возможный поворот образца при загрузении



Результаты измерения прочности и плотности монолитной части бетона

Серия образца	Среднее значение, МПа	Класс бетона	Средняя плотность, кг/м3
P1-1	12,45	B20	1486
P1-2	9,94	B15	1428
P1-3	8,78	B15	1480
P1-4	10,83	B15	1480
P1-5	16,32	B25	1520
P2-1	13,47	B20	1500
P2-2	12,24	B15	1482
P2-3	14,75	B25	1550
P2-4	13,56	B20	1492
P2-5	15,96	B25	1524
P3-1	13,08	B20	1492
P3-2	16,41	B25	1540
P3-3	16,45	B25	1532
P3-4	16,51	B25	1542
P3-5	13,08	B20	1492
P4-1	11,26	B15	1470
P4-2	12,57	B20	1502
P4-3	12,32	B20	1500
P4-4	12,94	B20	1496
P4-5	13,81	B20	1508

Схема оснащения установки измерительными приборами



Подготовка опалубки для экспериментальных образцов



Образцы после распалубки



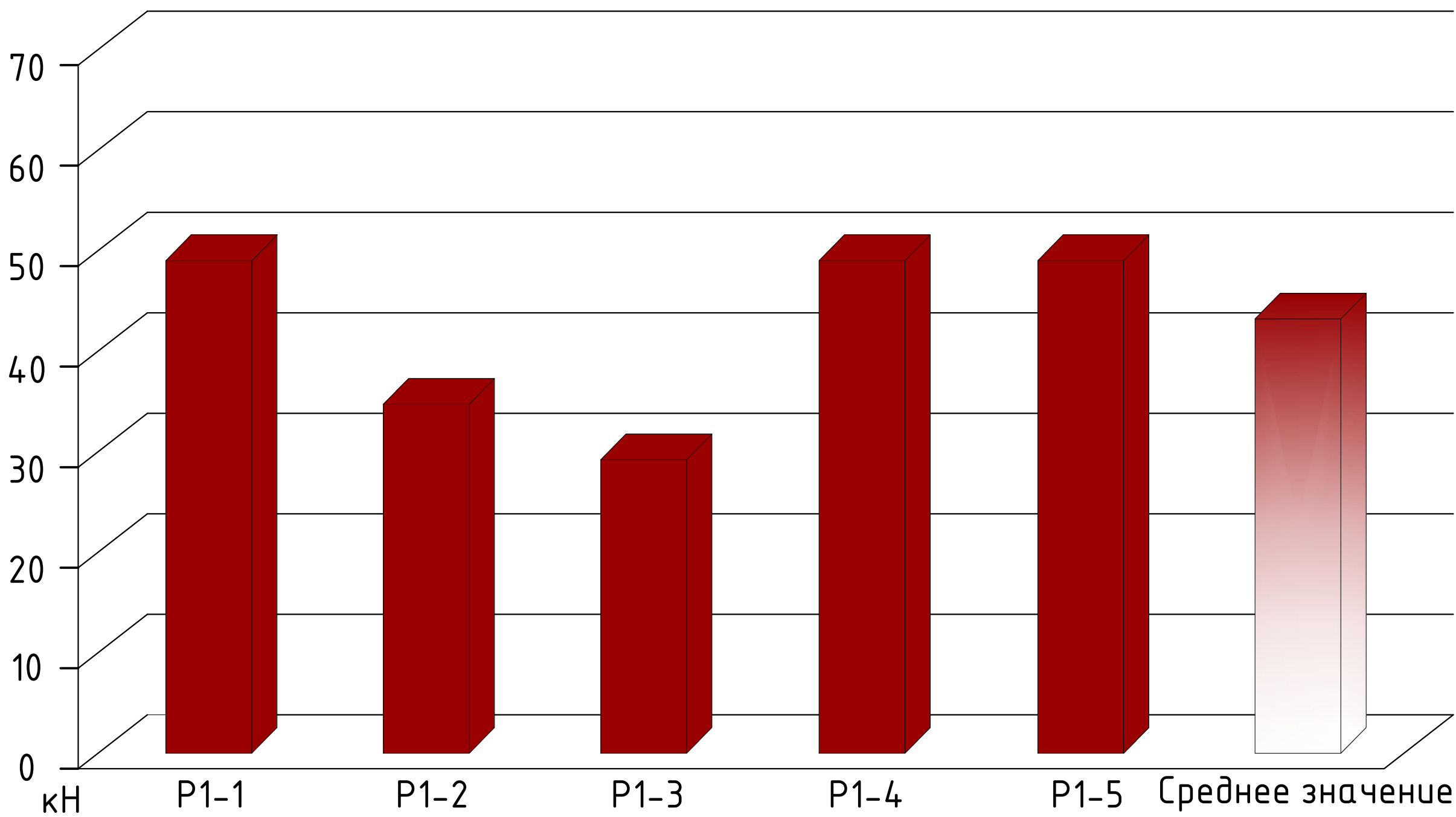
						БР – 08.03.01.00.01				
						ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		Подп.	Дата	Исследование совместных деформаций сборного и монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях	Стация	Лист	Листов
Разработал			Цхай Т.А.						4	7
Руководитель			Коянкин А.А.							
Консультант			Коянкин А.А.				Схема оснащения установки измерительными приборами. Установка для проведения испытаний. Подготовка опалубки для экспериментальных образцов. Результаты измерения прочности и плотности монолитной части бетона	СКУС		
Н. контроль			Коянкин А.А.							
Зав. кафедрой			Двордубев С.В.							



Фотография образцов серии Р-1 после эксперимента



Значения предельных сдвигающих усилий серии Р-1, полученные экспериментальным путём

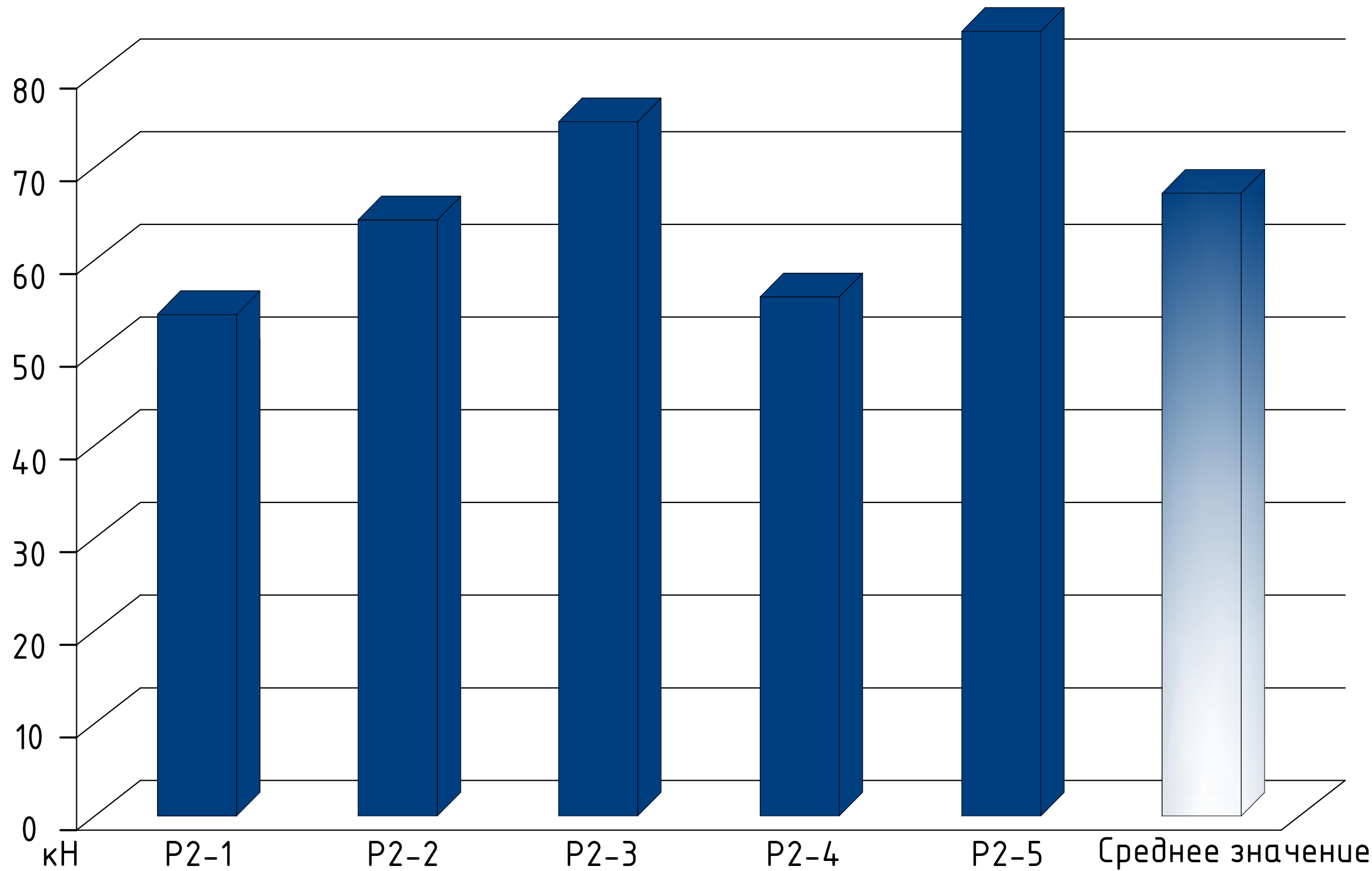


Во всех образцах наблюдался внезапный сдвиг по швам контакта со значительным взаимным смещением секций образцов. Характер частичного разрушения монолитной части бетона наблюдался лишь в образцах Р1-4 и Р1-5.

Фотография образцов серии Р-2 после эксперимента



Значения предельных сдвигающих усилий серии Р-2, полученные экспериментальным путём



При достаточно высоких усилиях во всех образцах наблюдалось появление трещин, как в зоне контактного шва, так и в монолитной, сборной частях бетона. Во всех образцах, кроме Р2-1, наблюдался внезапный сдвиг по швам контакта, со значительным взаимным смещением секций образцов.

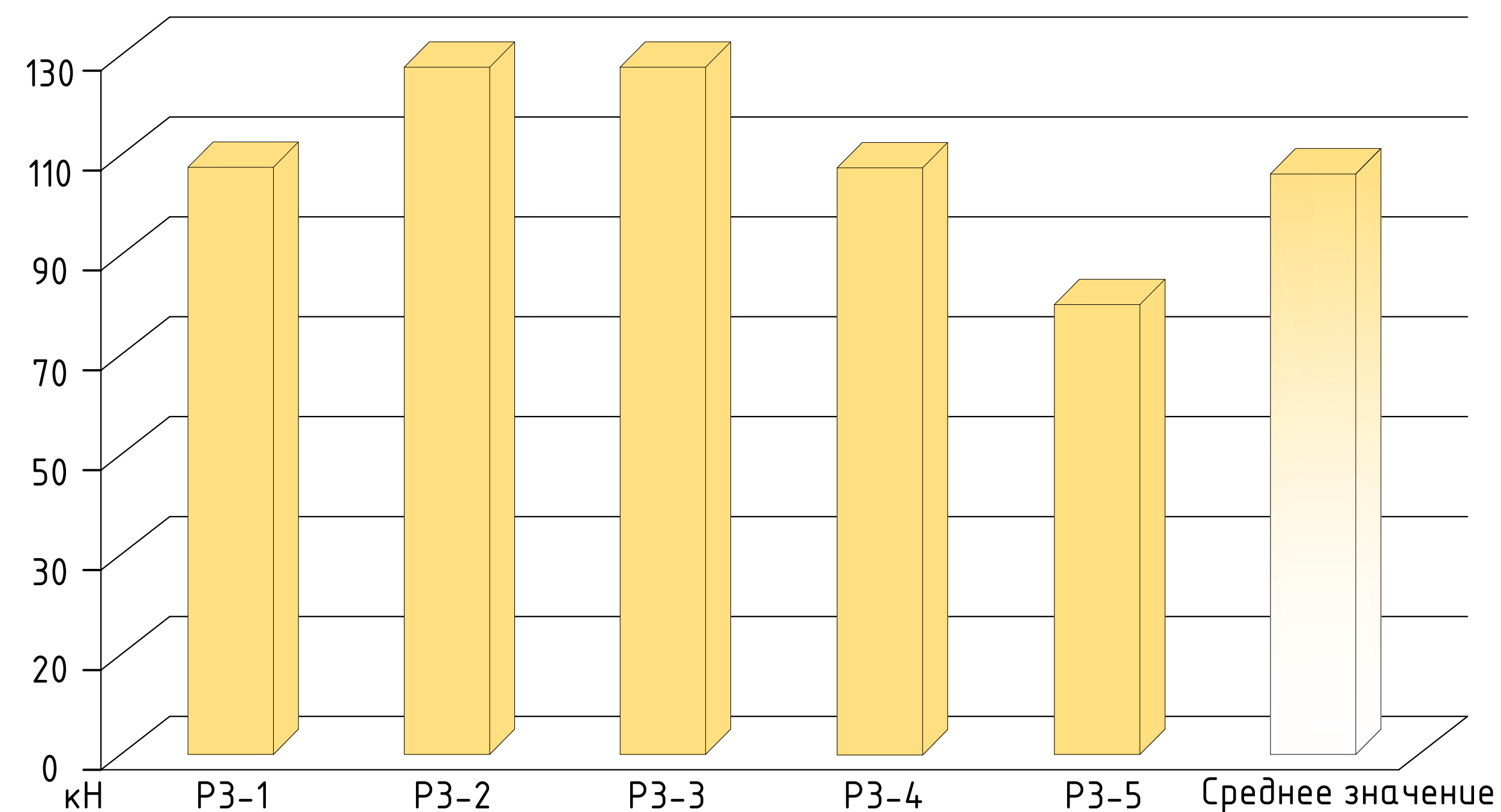
						БР - 08.03.01.00.01		
						ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт		
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата			
Разработал		Цхай Т.А.				Исследование совместных деформаций сборного и монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях		Страница
Руководитель		Коякин А.А.						Лист
Консультант		Коякин А.А.						Листов
								5 7
Н. контроль		Коякин А.А.				Фотографии образцов серии Р-1; Р-2 после испытаний. Значения предельных сдвигающих усилий серии Р-1; Р-2, полученные экспериментальным путем.		СКУС
Заб. кафедрой		Дюряев С.В.						



Фотография образцов серии Р-3 после эксперимента



Значения предельных сдвигающих усилий серии Р-3, полученные экспериментальным путём

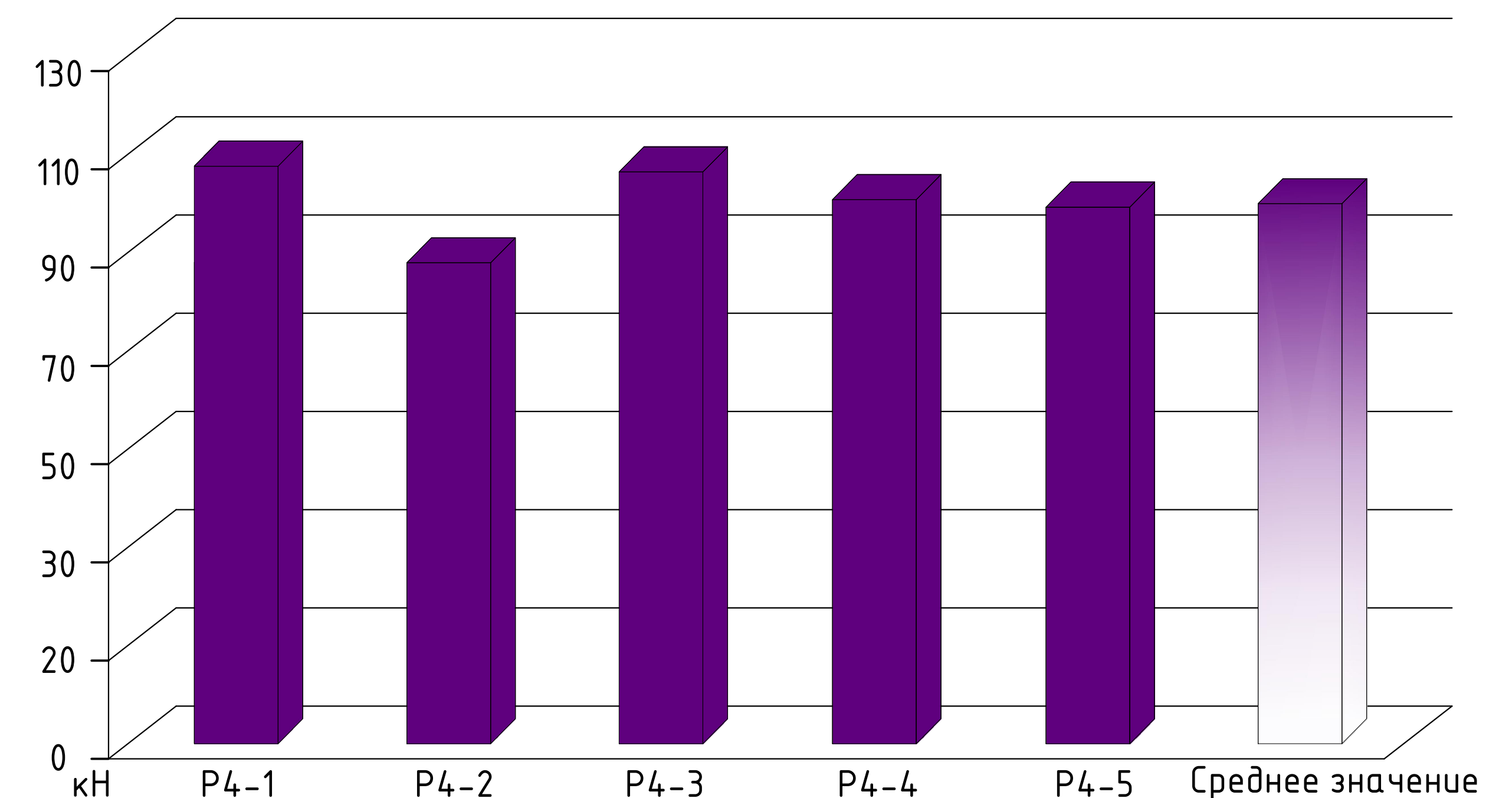


Проведенными испытаниями было установлено, что образцы серии Р-3 могут воспринимать высокие сдвигающие усилия, за счёт наличия шпонок с меньшим шагом. Сдвига монолитной части относительно сборной по контактному шву не происходит во всех образцах, кроме Р3-5. При достижении критической сдвигающей силы в образцах Р3-4; Р3-3 и Р3-1 происходит потеря несущей способности при сжатии бетона.

Фотография образцов серии Р-4 после эксперимента



Значения предельных сдвигающих усилий серии Р-4, полученные экспериментальным путём



Поперечная арматура препятствует разрушению по контактному шву образцов серии Р-4. Разрушение во всех образцах происходит по нормальному сечению.

БР - 08.03.01.00.01					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол. уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал	Цхай Т.А.				
Руководитель	Коякин А.А.				
Консультант	Коякин А.А.				
Исследование совместных деформаций сборного и монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях				Стадия	Лист
				6	7
Н. контроль				Коякин А.А.	СКИУС
Заб. кафедрой				Дворовцев С.В.	

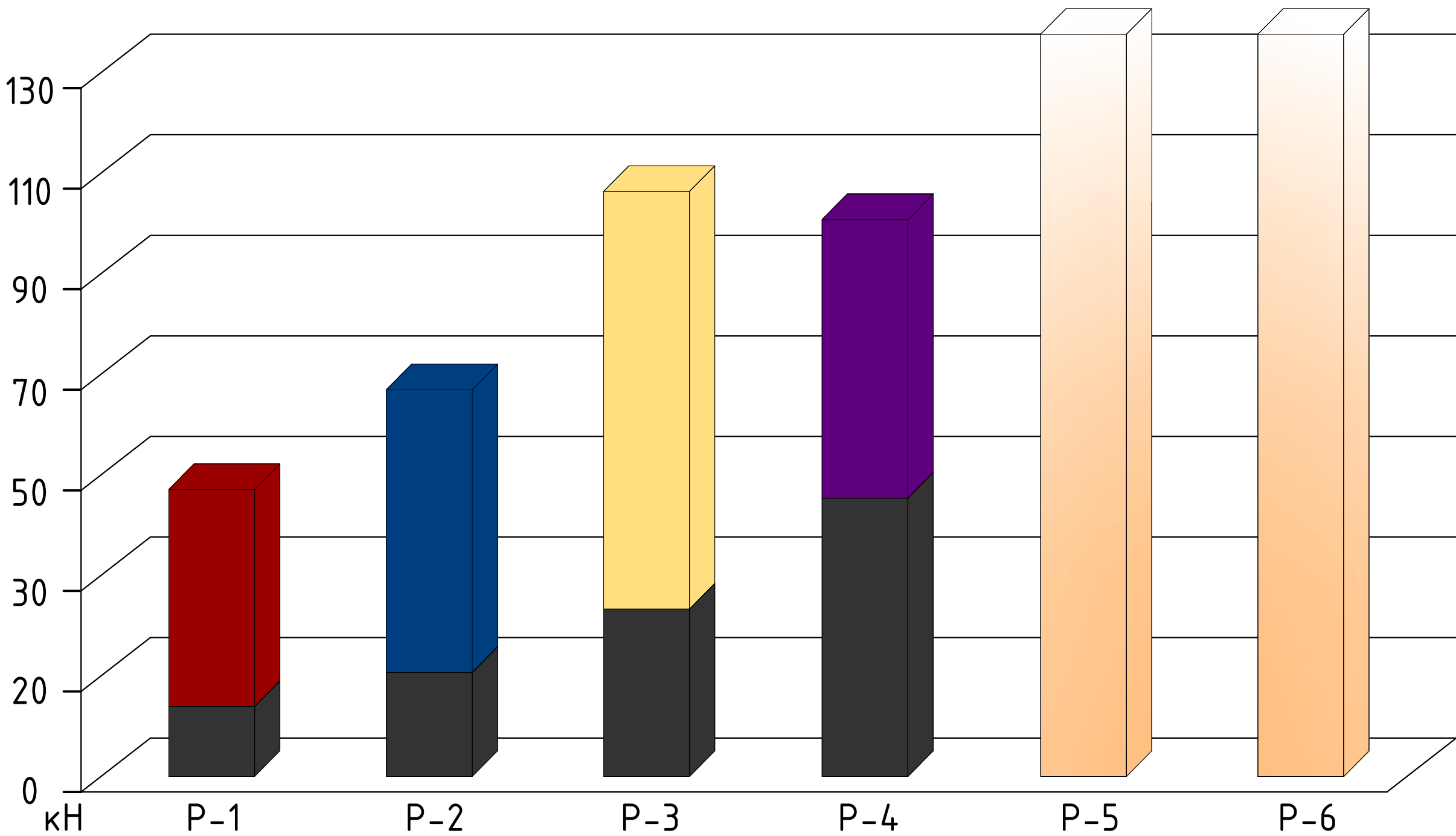


Фотография образцов серии Р-5 и Р-6 после эксперимента



При проведении эксперимента, выяснилось, что сопротивление шва на сдвиг и бетона на сжатие в образцах серии Р-5 и Р-6 выше, чем максимальное усилие, которое можно воссоздать на стенде. Не удалось довести до разрушения образцы этой серии.

Сравнение экспериментальных и теоретических значений предельных сдвигающих усилий



ВЫВОДЫ

- 1. Экспериментальные исследования показали, что сопротивление сдвигу неармированных и армированных бетонных швов при действии сдвигающих усилий зависит от типа сопрягаемых поверхностей.
- 2. Полноценную совместность работы сборного тяжёлого и монолитного лёгкого бетонов могут обеспечивать лишь образцы контактные швы которых, выполнены в виде шпоночного соединения или с применением поперечной арматуры. Такие образцы воспринимают достаточно высокие сдвигающие усилия.
- 3. Проведенные исследования показали, что лёгкий монолитный бетон можно использовать для добитонирования сборной части конструкций, успешно обеспечивая при этом восприятие сдвигающих усилий. Кроме того возможно применение лёгкого бетона для наращивания сечений. Использование таких вариантов исполнения помогут уменьшить вес сооружений и отдельных конструкций в частности, а также поможет сократить расходы на материалы.
- 4. Методики расчёта нуждаются в существенной доработке, так как значения, полученные в результате эксперимента и значения, полученные в ходе расчёта, имеют большие различия.

					БР - 08.03.01.00.01					
					ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата					
Разработал		Цхай Т.А.				Исследование совместных деформаций сборного и монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях		Стадия	Лист	Листов
Руководитель		Коянкин А.А.							7	7
Консультант		Коянкин А.А.								
Н. контроль		Коянкин А.А.				Фотографии образцов серии Р-5, Р-6 после эксперимента. Сравнение экспериментальных и теоретических значений предельных сдвигающих усилий		СКИУС		
Заб. кафедрой		Двордубов С.В.								



## Приложение А

Таблица 1- Показатели индикаторов часового типа, испытание серии Р-1.  
Образец Р1-1.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0059	0081	0431
50	0088	0141	0519
60	0102	0165	0543
70	0102	0165	0543
80	0104	0167	0547
90	0108	0171	0554
100	0112	0178	0563
110	0116	0183	0568
120	0118	0185	0570
130	0121	0189	0575
140	0123	0193	0579
150	0127	0198	0585
160	0129	0202	0591
170	0132	0205	0591
180	0135	0209	0599
190	0138	0214	0603

При сдвигающем усилии в 210 кгс/см<sup>2</sup> произошёл сдвиг монолитной части из лёгкого бетона относительно сборной.

Таблица 2 - Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-1.  
Образец Р1-2.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0781	0375	0807
50	0825	0380	0893
60	0830	0439	0904
70	0837	0447	1027
80	0843	0457	1035
90	0849	0464	1054
100	0852	0472	1061
110	0859	0477	1077
120	0862	0486	1086
130	0862	0497	1094

При сдвигающем усилии в 140 кгс/см<sup>2</sup> произошёл сдвиг монолитной части из лёгкого бетона относительно сборной.



Таблица 3 - Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-1.  
Образец Р1-3.

Сдвигающее усилие,кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0930	0859	0725
50	1042	0979	0725
60	1053	0992	0742
70	1055	0998	0751
80	1070	1007	0768
90	1075	1008	0777
100	1083	1020	0787
110	1089	1026	0796

При сдвигающем усилии в 130 кгс/см<sup>2</sup> произошёл сдвиг монолитной части из лёгкого бетона относительно сборной.

Таблица 4 - Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-1.  
Образец Р1-4.

Сдвигающее усилие,кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0720	0800	0805
50	0762	0832	0863
60	0770	0836	0872
70	0776	0840	0877
80	0781	0844	0884
90	0789	0851	0896
100	0798	0858	0909
110	0802	0861	0915
120	0806	0864	0921
130	0810	0866	0927
140	0812	0868	0931
150	0817	0874	0942
160	0820	0876	0946
170	0824	0878	0952
180	0829	0880	0957
190	0832	0882	0962

При сдвигающем усилии в 200 кгс/см<sup>2</sup> произошёл сдвиг монолитной части из лёгкого бетона относительно сборной.

Таблица 5- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-1.  
Образец Р1-5.

Сдвигающее усилие,кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0990	0707	0066
50	0967	0783	0044
60	0972	0787	0053
70	0977	0790	0059
80	0982	0794	0067
90	0989	0800	0075
100	0992	0802	0080
110	0998	0808	0089
120	1001	0810	0094
130	1008	0811	0103
140	1012	0819	0110
150	1016	0822	0116
160	1020	0825	0120
170	1022	0826	0123
180	1025	0828	0127
190	1028	0829	0132
200	1030	0830	0135
210	1033	0832	0140
220	1037	0835	0147
230	1040	0838	0154
240	1044	0841	0161
250	1049	0845	0170

При сдвигающем усилии в 260 кгс/см<sup>2</sup> произошёл сдвиг монолитной части из лёгкого бетона относительно сборной.

Таблица 6- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-2.  
Образец Р2-1.

Сдвигающее усилие,кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0990	0707	0066
50	0967	0783	0044
60	0972	0787	0053
70	0977	0790	0059
80	0982	0794	0067
90	0989	0800	0075
100	0992	0802	0080
110	0998	0808	0089
120	1001	0810	0094
130	1008	0811	0103
140	1012	0819	0110

Продолжение таблицы 6

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
150	1016	0822	0116
160	1020	0825	0120
170	1022	0826	0123
180	1025	0828	0127
190	1028	0829	0132
200	1030	0830	0135
210	1033	0832	0140

При сдвигающем усилии в 220 кгс/см<sup>2</sup> произошло образование трещин в сборной и монолитной частях бетона.

Таблица 7- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-2.  
Образец Р2-2.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0773	0017	0219
50	0830	0106	0339
60	0841	0123	0365
70	0850	0134	0380
80	0858	0144	0394
90	0870	0158	0423
100	0880	0171	0444
110	0891	0188	0473
120	0904	0203	0495
130	0912	0211	0505
140	0924	0221	0519
150	0931	0227	0527
160	0940	0235	0536
170	0947	0240	0544
180	0952	0244	0550
190	0958	0250	0556
200	0965	0255	0562
210	0977	0260	0568
220	0978	0264	0573
230	0984	0268	0578
240	0990	0273	0585

При сдвигающем усилии в 290 кгс/см<sup>2</sup> произошёл сдвиг монолитной части из лёгкого бетона относительно сборной и её разрушение.

Таблица 8- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-2.  
Образец Р2-3.

Сдвигающее усилие,кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0536	0417	0965
50	0604	0527	1021
60	0611	0538	1040
70	0618	0547	1061
80	0624	0550	1079
90	0638	0560	1100
100	0638	0560	1121
110	0644	0565	1145
120	0651	0576	1169
130	0657	0586	1190
140	0661	0592	1204
150	0666	0599	1220
160	0669	0604	1228
170	0673	0609	1240
180	0678	0616	1257
190	0683	0624	1270
200	0687	0630	1280
210	0691	0634	1292
220	0695	0638	1300
230	0698	0642	1300
240	0701	0645	1300
250	0705	0649	1300
260	0708	0651	1300
270	0711	0655	1300
280	0714	0659	1300

При сдвигающем усилии в 290 кгс/см<sup>2</sup> произошёл сдвиг монолитной части из лёгкого бетона относительно сборной и её разрушение.

Таблица 9- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-2.  
Образец Р2-4.

Сдвигающее усилие,кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0248	0105	0091
50	0291	0159	0208
60	0298	0168	0226
70	0303	0171	0244
80	0309	0179	0260
90	0313	0185	0269
100	0316	0190	0279
110	0322	0198	0298
120	0326	0204	0312
130	0329	0210	0326

Продолжение таблицы 9

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
140	0335	0217	0336
150	0339	0223	0352
160	0342	0228	0360
170	0346	0233	0370
180	0349	0237	0380
190	0354	0242	0394
200	0358	0248	0400
210	0461	0252	0411
220	0465	0257	0425
230	0469	0262	0440

При сдвигающем усилии в 290 кгс/см<sup>2</sup> произошёл сдвиг монолитной части из лёгкого бетона относительно сборной.

Таблица 10- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-2.  
Образец Р2-5.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0642	0012	0055
50	0690	0034	0072
60	0694	0039	0077
70	0699	0044	0080
80	0707	0053	0083
90	0710	0056	0093
100	0720	0065	0108
110	0726	0074	0120
120	0733	0078	0131
130	0738	0081	0140
140	0744	0082	0146
150	0749	0082	0152
160	0754	0082	0168
170	0759	0083	0176
180	0760	0083	0180
190	0765	0086	0189
200	0768	0090	0207
210	0769	0093	0209
220	0776	0095	0210
230	0779	0096	0216
240	0784	0100	0222
250	0789	0103	0235
260	0792	0106	0237
270	0797	0112	0251
280	0803	0118	0260
290	0807	0123	0268
300	0815	0131	0278

Продолжение таблицы 10

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
310	0822	0138	0290
320	0830	149	0302
330	0834	158	0318

При сдвигающем усилии в 290 кгс/см<sup>2</sup> произошёл сдвиг монолитной части из лёгкого бетона относительно сборной и её разрушение.

Таблица 11- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-3. Образец Р3-1.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0085	0126	0108
50	0159	0220	0209
60	0168	0230	0216
70	0179	0242	0230
80	0197	0255	0237
90	0208	0263	0248
100	0218	0279	0265
110	0225	0286	0270
120	0232	0294	0274
130	0239	0302	0279
140	0244	0319	0282
150	0251	0319	0289
160	0257	0327	0292
170	0265	0336	0296
180	0271	342	0301
190	0276	0349	0305
200	0285	0359	0311
210	0291	0367	0320
220	0296	0372	0322
230	0298	0381	0327
240	0298	0387	0334
250	0298	0397	0340
260	0298	0402	0340
270	0298	0407	0345
280	0298	0413	0345
290	0298	0420	0350
300	0298	0425	0351
310	0298	0432	0356
320	0298	0440	0360
330	0298	0446	0363
340	0298	0453	0368
350	0298	0458	0373
360	0298	0465	0378
370	0298	0471	0383

Продолжение таблицы 11

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
380	0298	0478	0400
390	0298	0481	0401
400	0298	0482	0405
410	0298	0498	0406
420	0298	0499	0407

При сдвигающем усилии в 430 кгс/см<sup>2</sup> произошло разрушение сборной и монолитной частей бетона.

Таблица 12- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-3.  
Образец РЗ-2.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0720	0257	0000
50	0798	0359	0097
60	0816	0367	0107
70	0822	0379	0120
80	0822	0379	0121
90	0827	0382	0121
100	0835	0389	0137
110	0840	0393	0140
120	0845	0396	0146
130	0849	0401	0148
140	0854	0408	0150
150	0858	0414	0152
160	0862	0421	0162
170	0869	0429	0166
180	0870	0431	0168
190	0874	0436	0170
200	0877	0440	0173
210	0886	0445	0180
220	0882	0447	0182
230	0885	0452	0186
240	0887	0456	0187
250	0892	0461	0198
260	0895	0465	0200
270	0898	0469	0201
280	0901	0475	0204
290	0904	0479	0206
300	0906	0484	0210
310	0910	0488	0211
320	0914	0494	0216
330	0916	0497	0217
340	0919	0500	0218
350	0922	0504	0218

Продолжение таблицы 12

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
360	0925	0508	0220
370	0929	0512	0225
380	0931	0515	0226
390	0934	0518	0227
400	0937	0522	0232
410	0939	0525	0238
420	0942	0528	0240
430	0945	0531	0240
440	0947	0534	0245
450	0951	0536	0246
460	0954	0536	0248
470	0957	0537	0249
480	0959	0537	0251
490	0962	0537	0257
500	0967	0537	0264

При сдвигающем усилии в 500 кгс/см<sup>2</sup> разрушение образца не произошло.

Таблица 13- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-3.  
Образец Р3-3.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0051	0084	0022
50	0106	0156	0053
60	0119	0172	0065
70	0130	0173	0075
80	0137	0174	0083
90	0144	0174	0090
100	0152	0184	0102
110	0159	0195	0140
120	0164	0201	0140
130	0169	0210	0142
140	0173	0214	0144
150	0179	0224	0147
160	0185	0233	0150
170	0190	0243	0158
180	0194	0246	0158
190	0198	0252	0162
200	0203	0259	0168
210	0208	0266	0170
220	0215	0276	0190
230	0219	0283	0192
240	0222	0288	0198
250	0225	0294	0200
260	0228	0296	0202



Продолжение таблицы 13

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
270	0231	0301	0208
280	0234	0305	0210
290	0239	0312	0213
300	0244	0320	0225
310	0248	0324	0230
320	0250	0328	0230
330	0253	0332	0234
340	0256	0335	0235
350	0261	0341	0240
360	0265	0346	0243
370	0268	0350	0250
380	0270	0354	0250
390	0274	0358	0252
400	0279	0364	0255
410	0282	0367	0258
420	0285	0373	0262
430	0288	0377	0266
440	0292	0382	0270
450	0295	0386	0272
460	0298	0391	0275
470	0303	0396	0282

При сдвигающем усилии в 480 кгс/см<sup>2</sup> произошло разрушение монолитной и сборной части образца.

Таблица 14- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-3.  
Образец РЗ-4.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0388	0211	0095
50	0435	0258	0154
60	0440	0259	0160
70	0444	0263	0167
80	0448	0280	0174
90	0451	0280	0178
100	0456	0280	0185
110	0460	0280	0190
120	0462	0280	0195
130	0465	0283	0199
140	0469	0285	0213
150	0472	0286	0218
160	0475	0286	0220
170	0477	0287	0225
180	0482	0288	0230

Продолжение таблицы 14

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
190	0484	0288	0235
200	0486	0289	0239
210	0489	0289	0245
220	0492	0290	0251
230	0493	0293	0255
240	0496	0294	0257
250	0500	0294	0263
260	0503	0294	0268
270	0505	0301	0275
280	0508	0305	0278
290	0511	0309	0279
300	0514	0314	0285
310	0517	0318	0289
320	0520	0322	0290
330	0523	0326	0295
340	0525	0330	0298
350	0528	0334	0300
360	0531	0338	0302
370	0535	0342	0305
380	0537	0345	0307
390	0540	0348	0310
400	0544	0352	0320
410	0547	0354	0321
360	0486	0289	0239
370	0489	0289	0245
380	0492	0290	0251
390	0493	0293	0255
400	0496	0294	0257
410	0500	0294	0263

При сдвигающем усилии в 420 кгс/см<sup>2</sup> произошёл сдвиг монолитной части из лёгкого бетона относительно сборной.

Таблица 15- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-3. Образец Р3-5.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0776	0086	0045
50	0832	0149	0107
60	0848	0163	0133
70	0870	0186	0165
80	0878	0193	0170
90	0884	0197	0172
100	0888	0201	0175
110	0894	0209	0180
120	0896	0215	0180

Продолжение таблицы 15

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
130	0903	0221	0195
140	0907	0226	0195
150	0913	0234	0200
160	0917	0241	0202
170	0923	0247	0202
180	0925	0252	0202
190	0930	0256	0202
200	0936	0263	0220
210	0939	0269	0220
220	0944	0275	0227
230	0948	0281	0230
240	0953	0287	0230
250	0957	0293	0230
260	0962	0301	0230
270	0968	0309	0230
280	0973	0316	0230
290	0976	0322	0230

При сдвигающем усилии в 300 кгс/см<sup>2</sup> произошло разрушение монолитной части образца.

Таблица 16- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-4. Образец Р4-1.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0503	0440	0976
50	0515	0456	1008
60	0519	0460	1016
70	0520	0461	1019
80	0521	0461	1020
90	0522	0461	1020
100	0526	0466	1030
110	0530	0472	1043
120	0536	0482	1062
130	0540	0487	1073
140	0543	0491	1083
150	0547	0497	1095
160	0549	0508	1117
170	0558	0510	1126
180	0560	0514	1135
190	0560	0514	1143
200	0563	0517	1154
210	0571	0518	1162
220	0574	0520	1166

Продолжение таблицы 16

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
230	0576	0521	1173
240	0579	0522	1178
250	0582	0524	1184
260	0586	0527	1194
270	0589	0529	1200
280	0592	0531	1205
290	0595	0532	1211
300	0598	0534	1216
310	0603	0536	1225
320	0608	0541	1233
330	0614	0548	1246
340	0620	0555	1259
350	0628	0562	1275
360	0637	0576	1293
370	0647	0590	1316
380	0657	0609	1345
390	0676	0633	1385
400	0698	0659	1437
410	0722	0706	1500

При сдвигающем усилии в 420 кгс/см<sup>2</sup> произошло разрушение монолитной части образца.

Таблица 17- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-4.  
Образец Р4-2.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0821	0401	1001
50	0843	0427	1028
60	0850	0436	1043
70	0853	0443	1048
80	0856	0445	1052
90	0859	0449	1055
100	0861	0453	1060
110	0865	0458	1066
120	0868	0461	1071
130	0872	0467	1071
140	0875	0470	1071
150	0878	0475	1071
160	0883	0482	1071
170	0886	0486	1071
180	0889	0489	1075
190	0892	0494	1080
200	0894	0496	1080

Продолжение таблицы 17

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
210	0897	0500	1085
220	0900	0502	1096
230	0902	0504	1096
240	0904	0506	1114
250	0907	0509	1114
260	0909	0511	1114
270	0912	0515	1119
280	0916	0518	1127
290	0918	0520	1128
300	0920	0522	1128
310	0924	0526	1146
320	0928	0531	1146

При сдвигающем усилии в 330 кгс/см<sup>2</sup> произошло разрушение монолитной части образца.

Таблица 18- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-4.  
Образец Р4-3.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0802	0809	0935
50	0830	0839	0962
60	0836	0846	0968
70	0843	0853	0974
80	0848	0858	0980
90	0851	0858	0984
100	0857	0862	0990
110	0860	0864	0992
120	0866	0870	0996
130	0870	0873	1000
140	0874	0878	1005
150	0879	0883	1010
160	0883	0887	1012
170	0883	0891	1017
180	0892	0895	1021
190	0896	0898	1026
200	0900	0901	1031
210	0905	0905	1035
220	0909	0907	1040
230	0913	0911	1044
240	0917	0916	1048
250	0922	0922	1054
260	0926	0926	1057
270	0930	0930	1060
280	0935	0936	1067

Продолжение таблицы 18

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
290	0941	0942	1073
300	0946	0948	1079
310	0952	0954	1085
320	0957	0960	1090
330	0964	0967	1098
340	0971	0975	1108
350	0977	0983	1117
360	0982	0989	1125
370	0989	0997	1135
380	0994	1007	1150
390	1004	1018	1165
400	1011	1029	1182

При сдвигающем усилии в 410 кгс/см<sup>2</sup> произошло разрушение монолитной части образца.

Таблица 19- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-4.  
Образец Р4-4.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0559	1025	0778
50	0590	1066	0811
60	0592	1068	0814
70	0596	1073	0819
80	0601	1079	0825
90	0606	1085	0830
100	0610	1089	0833
110	0615	1095	0837
120	0620	1100	0842
130	0624	1105	0846
140	0628	1109	0851
150	0632	1113	0855
160	0638	1119	0861
170	0641	1122	0865
180	0645	1125	0869
190	0648	1127	0873
200	0652	1132	0878
210	0655	1134	0881
220	0657	1137	0886
230	0660	1139	0888
240	0663	1140	0895
250	0666	1140	0901
260	0670	1140	0908
270	0673	1140	0912

Продолжение таблицы 19

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
280	0677	1140	0918
290	0684	1141	0928
300	0687	1143	0933
310	0690	1146	0939
320	0693	1149	0944
330	0698	1153	0953
340	0703	1158	0960
350	0709	1164	0969
360	0714	1169	0976
370	0719	1175	0986
380	0726	1183	1002

При сдвигающем усилии в 390 кгс/см<sup>2</sup> произошло разрушение монолитной части образца.

Таблица 20- Показатели индикаторов часового типа ,испытание серии Р-4.  
Образец Р4-5.

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
0	0598	0066	0760
50	0637	0130	0767
60	0644	0140	0788
70	0650	0149	0805
80	0653	0154	0814
90	0656	0158	0823
100	0659	0162	0830
110	0664	0170	0845
120	0667	0175	0854
130	0672	0181	0867
140	0674	0184	0875
150	0677	0188	0883
160	0681	0194	0895
170	0684	0199	0906
180	0688	0204	0917
190	0691	0209	0927
200	0695	0215	0941
210	0700	0222	0957
220	0704	0227	0971
230	0706	0230	0978
240	0708	0233	0984
250	0712	0237	0992
260	0716	0241	1007
270	0719	0244	1014



Продолжение таблицы 20

Сдвигающее усилие, кгс/см <sup>2</sup>	Индикатор часового типа №1	Индикатор часового типа №2	Индикатор часового типа №3
280	0723	0248	1024
290	0724	0250	1027
300	0727	0253	1034
310	0730	0258	1043
320	0735	0265	1053
330	0738	0270	1060
340	0741	0274	1068
350	0746	0282	1080
360	0749	0285	1088
370	0754	0292	1100
280	0723	0248	1024
290	0724	0250	1027
300	0727	0253	1034
310	0730	0258	1043
320	0735	0265	1053
330	0738	0270	1060
340	0741	0274	1068
350	0746	0282	1080
360	0749	0285	1088
370	0754	0292	1100

При сдвигающем усилии в 380 кгс/см<sup>2</sup> произошло разрушение монолитной части образца.